

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**  
**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE EL MÉTODO DE DISEÑO BASADO EN  
FUERZAS (FBD) Y EL MÉTODO DIRECTO DE DISEÑO BASADO EN  
DESPLAZAMIENTOS (DDBD) PARA UN EDIFICIO DE CONCRETO  
ARMADO DE SISTEMA ESTRUCTURAL DUAL DE 7 NIVELES**

**Tesis para obtener el título profesional de INGENIERO CIVIL**

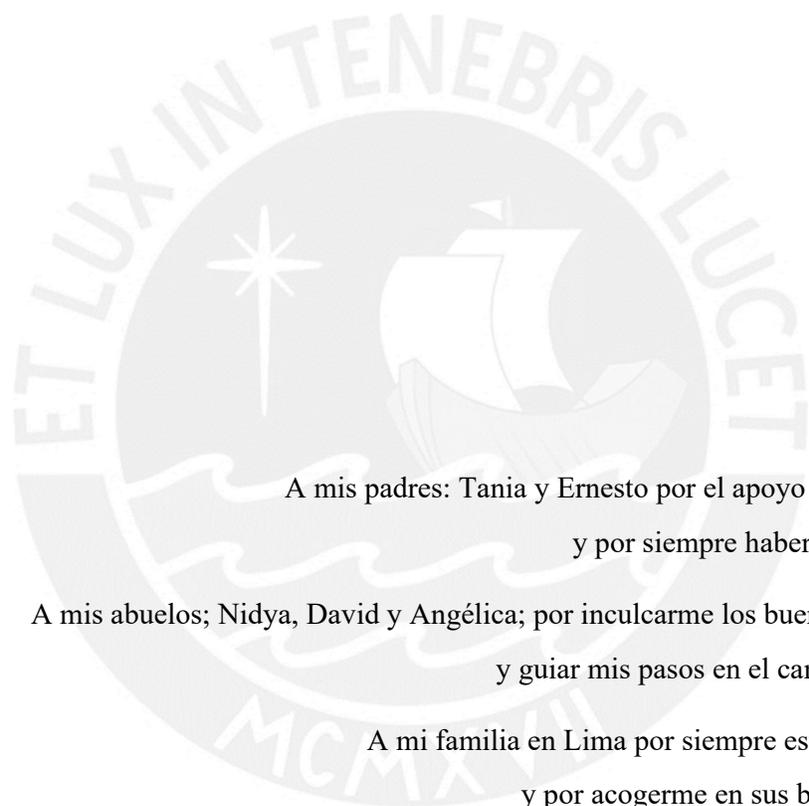
**AUTOR**

Kevin André Montufar Canal

**ASESOR**

M. Sc. Edward Jonathan Soto Oblea

**Lima, Febrero, 2022**



## **Dedicatoria**

A mis padres: Tania y Ernesto por el apoyo incondicional  
y por siempre haber creído en mí.

A mis abuelos; Nidya, David y Angélica; por inculcarme los buenos principios  
y guiar mis pasos en el camino del bien.

A mi familia en Lima por siempre estar pendientes  
y por acogerme en sus bellos hogares.

### **Agradecimientos**

Al Ing. Jonathan Soto por su apoyo y asesoría durante la elaboración del presente trabajo.

A mis docentes en la PUCP durante los años de estudio por sus conocimientos impartidos.

A mis amigos y mis compañeros de la universidad por las risas y los gratos momentos compartidos.

## RESUMEN

Los terremotos ocurridos alrededor del mundo durante el siglo pasado y en lo que va de este han llevado a ingenieros e investigadores a cuestionar los conocimientos y métodos de diseño que se conocían sobre la ingeniería sismorresistente. Es así que un primer cambio de enfoque ocurrió cuando se consideró a los desplazamientos como la principal causa del daño estructural en reemplazo de las aceleraciones y fuerzas que pueda experimentar una estructura. En base a esto, resulta lógico pensar que los métodos de diseño se deben basar en los desplazamientos y no en las fuerzas. Es así que Priestley, Moehle y Kowalsky, en los años 90, presentan el Método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD) como alternativa al diseño tradicional basado en fuerzas (FBD).

El presente trabajo busca realizar un análisis comparativo entre el FBD y el DDBD aplicado a una estructura de sistema estructural dual de 7 niveles. El diseño por FBD estará basado en la Norma de Diseño Sismorresistente E.030 peruana del 2018, mientras que el DDBD en el texto *Displacement-Based Seismic Design of Structures* por Priestley et. al. del año 2007.

En el Capítulo I, se presenta una introducción al tema, describiendo la situación. Además, se desarrolla la justificación y la importancia del trabajo. Finalmente, se describe el objetivo principal y los objetivos secundarios de la investigación.

En el Capítulo II, se presenta el marco teórico en el cual se resaltan las principales características de ambos métodos, los niveles y objetivos de desempeño estructural según ASCE 41-13 y el diseño por capacidad de los elementos estructurales. Asimismo, se discuten las incoherencias conceptuales del método FBD y se desarrolla el marco conceptual del Análisis Estático No Lineal “Pushover” que se utilizará para evaluar el desempeño estructural de la estructura analizada para ver si cumple con los objetivos propuestos. Finalmente, se elabora una lista de todos los parámetros a ser comparados en la investigación.

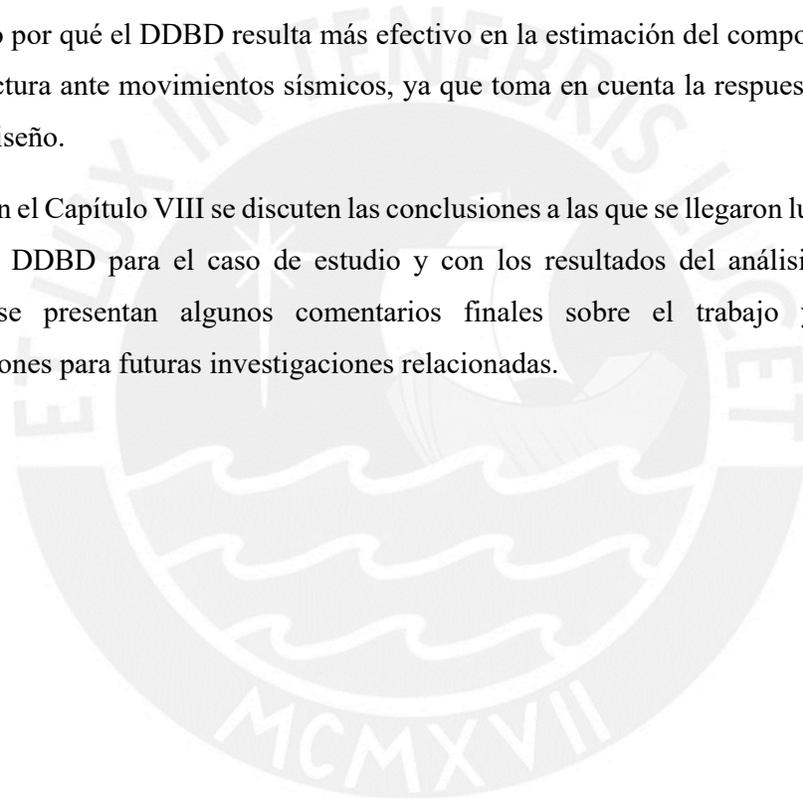
El Capítulo III reúne los procedimientos paso por paso del FBD y del DDBD basados en los documentos antes mencionados. Se presentan las expresiones matemáticas necesarias para los cálculos que se realicen. Adicionalmente, se presenta el procedimiento del “Pushover” según ASCE 41-13.

En el Capítulo IV, se presenta el caso de estudio, el cual corresponde a una edificación destinada a oficinas de 7 niveles de sistema estructural dual ubicado en la ciudad de Lima. La distribución en planta, las propiedades de los materiales a utilizar y el metrado de cargas son mostrados.

En el Capítulo V, se aplica la metodología descrita en el Capítulo III. Asimismo, los resultados obtenidos son presentados destacando el periodo estructural, la rigidez lateral, la fuerza cortante basal, los momentos de volteo, las fuerzas laterales y el diseño de los elementos estructurales. En el Capítulo VI, se realiza la aplicación del análisis “Pushover” para cada caso. Se presenta la curva y espectro de capacidad para cada método, estableciendo el punto y la matriz de desempeño. Mediante este análisis se demostró que el DDBD cumple de manera eficiente con los parámetros de diseño por desempeño, validando así la metodología.

En el Capítulo VII, se realiza el análisis comparativo entre el FBD y el DDBD. Los resultados se presentan en gráficos que permiten explicar las diferencias de manera didáctica, evidenciando por qué el DDBD resulta más efectivo en la estimación del comportamiento real de una estructura ante movimientos sísmicos, ya que toma en cuenta la respuesta no lineal en la etapa de diseño.

Por último, en el Capítulo VIII se discuten las conclusiones a las que se llegaron luego de aplicar el FBD y el DDBD para el caso de estudio y con los resultados del análisis “Pushover”. Asimismo, se presentan algunos comentarios finales sobre el trabajo y se brindan recomendaciones para futuras investigaciones relacionadas.



## ABSTRACT

Earthquakes around the world during the past century and so far have led engineers and researchers to question the knowledge and design methods that were known about earthquake-resistant engineering. Thus, a first change in focus occurred when displacement was considered as the main cause of structural damage, replacing the accelerations and forces that a structure may experience. Based on this, it is logical to think that design methods should be based on displacements and not on forces. Thus, Priestley, Moehle and Kowalsky, in the 90s, presented the Direct Displacement-Based Design Method (DDBD) as an alternative to traditional force-based design (FBD).

The present work seeks to carry out a comparative analysis between the FBD and the DDBD applied to a 7-level dual structure. The design by FBD will be based on the Peruvian E.030 Seismic Design Code of 2018, while the DDBD in the book *Displacement-Based Seismic Design of Structures* by Priestley et. al. of 2007.

In Chapter I, an introduction to the subject is presented, describing the situation. In addition, the justification and importance of the work is developed. Finally, the main objective and secondary objectives of the research are described.

In Chapter II, the theoretical framework is presented in which the main characteristics of both methods are highlighted, the levels and objectives of structural performance according to ASCE 41-13 and the design by capacity of the structural elements. Likewise, the conceptual inconsistencies of the FBD method are discussed and the conceptual framework of the Nonlinear Static Analysis "Pushover" is developed, which will be used to evaluate the structural performance of the analyzed structure. Finally, a list of all the parameters to be compared in the investigation is made.

Chapter III brings together the FBD and DDBD step-by-step procedures based on the aforementioned documents. The mathematical expressions necessary for the calculations are presented. Additionally, the "Pushover" procedure is presented according to ASCE 41-13.

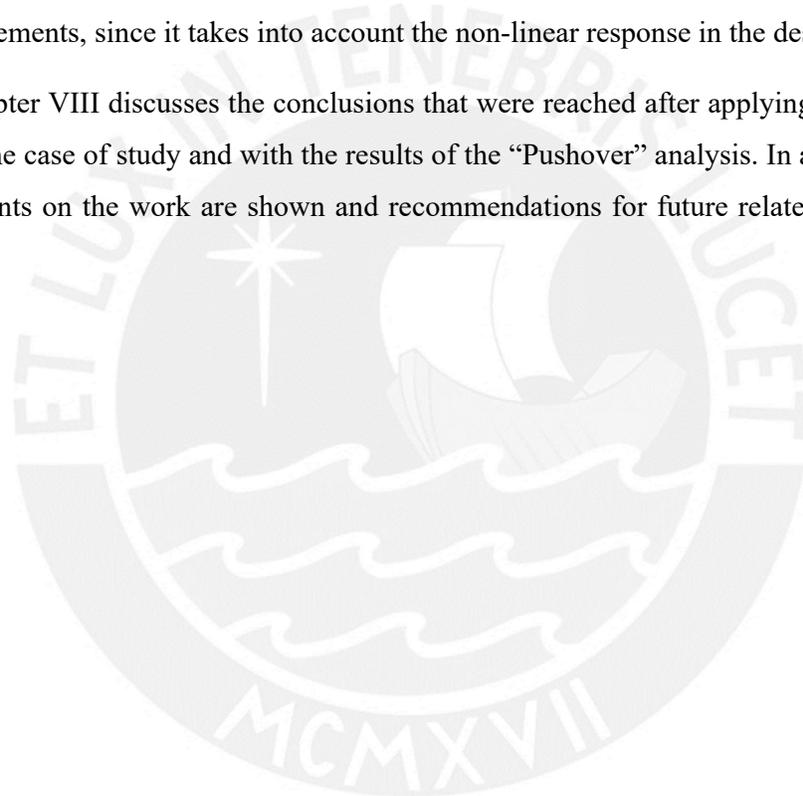
In Chapter IV, the case study is presented, which corresponds to a 7-level dual building for offices located in the city of Lima. The layout of the structural elements, the properties of the materials to be used and their loads are shown.

In Chapter V, the application of the methodology described in Chapter III is carried out. The results obtained are presented, highlighting the structural period, the lateral stiffness, the basal

shear force, the overturning moments for each level, the lateral forces per level and the designs of the structural elements. In Chapter VI, the application of the “Pushover” analysis is carried out for each case. The capacity curve and spectrum for each method in each direction are presented, establishing the performance point and matrix. Through this analysis, it was demonstrated that the DDBD efficiently complies with the parameters of a performance design, validating the methodology.

In Chapter VII, the comparative analysis between the FBD and the DDBD is developed. The results are presented in graphs that allow explaining the differences in a didactic way, showing why the DDBD is more effective in estimating the real behavior of a structure in the event of seismic movements, since it takes into account the non-linear response in the design stage.

Finally, Chapter VIII discusses the conclusions that were reached after applying the FBD and DDBD for the case of study and with the results of the “Pushover” analysis. In addition, some final comments on the work are shown and recommendations for future related research are provided.



# ÍNDICE GENERAL

RESUMEN.....	iii
ABSTRACT.....	iv
Capítulo I: Introducción .....	28
1.1 Descripción del problema.....	28
1.2 Justificación e Importancia de la Investigación.....	28
1.3 Objetivos de la Investigación .....	29
1.3.1 Objetivo General .....	29
1.3.2 Objetivos Específicos.....	29
Capítulo II: Marco Teórico .....	30
2.1 Antecedentes.....	30
2.2 Método de diseño basado en fuerzas (FBD).....	32
2.2.1 Formulación general del método FBD .....	32
2.2.2 Ductilidad en el FBD.....	33
2.2.3 Relación entre la rigidez y la resistencia.....	34
2.2.4 Relación entre la rigidez, el periodo y la ductilidad.....	36
2.2.5 Relación entre los desplazamientos elásticos e inelásticos .....	38
2.2.6 Derivas admisibles .....	39
2.2.7 Criterios de combinación modal espectral .....	40
2.2.8 Diseño por capacidad en el FBD.....	42
2.2.9 Deficiencias del método FBD .....	45
2.3 Método directo de diseño basado en desplazamientos (DDBD).....	50
2.3.1 Formulación general del método DDBD .....	50
2.3.2 Propiedades de los materiales .....	51

2.3.3	Niveles de desempeño, demanda sísmica y objetivos de desempeño .....	53
2.3.4	Diagrama momento-curvatura.....	59
2.3.5	Ductilidad en el DDBD .....	61
2.3.6	La “Estructura Sustituta”.....	64
2.3.7	Diseño por capacidad en el DDBD .....	77
2.4	Comparativa entre el método FBD y el método DDBD.....	81
2.5	Análisis Estático No Lineal “Pushover”.....	83
2.5.1	Características del análisis estático no lineal “Pushover” .....	84
2.5.2	Limitaciones del análisis estático no lineal “Pushover”.....	84
2.5.3	Curva de capacidad .....	85
2.5.4	Estimación del punto de desempeño .....	86
2.5.5	Evaluación del desempeño y criterios de aceptación.....	90
Capítulo III: Metodología.....		92
3.1	Procedimiento del FBD según la Norma E.030 .....	92
3.2	Procedimiento de diseño bajo el método DDBD.....	95
3.2.1	Asignación de fuerzas cortantes en los elementos verticales.....	95
3.2.2	Altura de inflexión de las placas ( $H_{cf}$ ).....	95
3.2.3	Perfil de desplazamientos de fluencia ( $\Delta y_i$ ) .....	96
3.2.4	Perfil de desplazamientos de diseño ( $\Delta d_i$ ) y desplazamiento de diseño ( $\Delta d$ ) ..	96
3.2.5	Altura efectiva ( $H_e$ ).....	98
3.2.6	Masa efectiva ( $m_e$ ).....	98
3.2.7	Amortiguamiento viscoso equivalente ( $\xi_{sis}$ ) .....	98
3.2.8	Espectro inelástico de desplazamientos .....	99
3.2.9	Periodo efectivo ( $T_e$ ).....	100

3.2.10	Rigidez efectiva ( <b><i>Ke</i></b> ).....	100
3.2.11	Cortante basal.....	100
3.2.12	Distribución de la fuerza cortante en la altura.....	101
3.2.13	Diseño por capacidad .....	101
3.3	Análisis Estático No Lineal “Pushover”.....	103
3.4	Resultados esperados a comparar .....	103
Capítulo IV: Caso de estudio .....		105
4.1	Presentación .....	105
4.2	Materiales.....	108
4.2.1	Materiales para FBD .....	108
4.2.2	Materiales para DDBD.....	108
4.3	Cargas aplicadas a la estructura .....	108
4.3.1	Carga muerta .....	108
4.3.2	Carga viva .....	108
4.3.3	Peso sísmico .....	109
Capítulo V: Aplicación de la metodología.....		110
5.1	Procedimiento paso a paso del FBD según Norma E.030.....	110
5.1.1	Factor de zonificación ( <b><i>Z</i></b> ).....	111
5.1.2	Factor de uso ( <b><i>U</i></b> ).....	111
5.1.3	Parámetros de sitio .....	111
5.1.4	Coefficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas ( <b><i>Ro</i></b> ).....	111
5.1.5	Análisis sísmico estático .....	111
5.1.6	Análisis dinámico modal espectral.....	113
5.2	Procedimiento paso a paso del DDBD .....	121

5.2.1	Elección de la deriva de diseño .....	121
5.2.2	Análisis sísmico en la dirección X .....	121
Capítulo VI: Análisis Estático No Lineal “Pushover” .....		132
6.1	Generalidades del modelo en ETABS .....	132
6.1.1	Modelamiento de elementos de concreto armado según ASCE 41-13 .....	132
6.1.2	Asignación de rótulas plásticas en los elementos de concreto armado .....	135
6.1.3	Rigidez efectiva de elementos de concreto armado .....	137
6.1.4	Patrones de carga lateral.....	138
6.1.5	Consideraciones finales del modelo.....	139
6.1.6	Resultados del análisis “Pushover” .....	139
Capítulo VII: Comparativa entre FBD y DDBD.....		151
7.1	Comparativa de resultados del análisis sísmico .....	151
7.2	Desplazamientos de cada nivel.....	153
7.3	Derivas de entrepiso .....	155
7.4	Fuerzas cortantes por nivel .....	157
7.5	Momentos volcantes por nivel.....	158
7.6	Cuantía a flexión en vigas .....	159
7.7	Cuantía a flexocompresión en columnas .....	160
7.8	Cuantía a flexocompresión en muros estructurales .....	161
7.9	Efecto sísmico en los muros estructurales.....	162
7.10	Desempeño estructural.....	165
7.11	Sobrerresistencia, ductilidad y disipación de energía .....	166
Capítulo VIII: Conclusiones y Recomendaciones .....		169
8.1	Conclusiones.....	169

8.2 Comentarios finales y recomendaciones .....	171
Referencias Bibliográficas .....	174
Anexo A Diseño estructural por FBD .....	181
Anexo B. Diseño estructural por DDBD.....	197
Anexo C. DDBD en la dirección Y.....	220
Anexo D. Modelado de rótulas plásticas.....	225
Anexo E. Obtención del punto de desempeño .....	233



## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Resultados del estudio.....	36
Tabla 2.2 Deriva admisible para el concreto.....	40
Tabla 2.3 Matriz de desempeño de elementos estructurales y no estructurales.....	56
Tabla 2.4 Objetivos de desempeño. ....	57
Tabla 2.5 Comparativa entre FBD y DDBD.....	81
Tabla 3.1 Resultados esperados a comparar.....	104
Tabla 4.1 Peso sísmico por nivel.....	109
Tabla 5.1 Periodos de la estructura en X-Y. ....	112
Tabla 5.2 Peso sísmico por nivel.....	112
Tabla 5.3 Fuerza cortante estática en la base en X-Y. ....	113
Tabla 5.4 Factor $ZUSg/R$ para X-Y. ....	114
Tabla 5.5 Modos de vibración predominantes en X.....	114
Tabla 5.6 Modos de vibración predominantes en Y.....	115
Tabla 6.1 Parámetros para modelado de vigas en análisis no lineal .....	133
Tabla 6.2 Parámetros para modelo de columnas en análisis no lineal. ....	134
Tabla 6.3 Parámetros para modelar muros controlados por flexión. ....	134
Tabla 6.4 Parámetros para modelar muros controlados por corte.....	135
Tabla 6.5 Valores de rigidez efectiva para elementos del concreto armado.....	138
Tabla 6.6 Patrón de cargas laterales para "Pushover" según FBD.....	138
Tabla 6.7 Patrón de cargas laterales para "Pushover" según DDBD. ....	139
Tabla 6.8 Niveles de demanda sísmica. ....	143
Tabla 6.9 Punto de desempeño en X para FBD. ....	145
Tabla 6.10 Punto de desempeño en Y para FBD. ....	145

Tabla 6.11 Punto de desempeño en X para DDBD.....	145
Tabla 6.12 Punto del desempeño en la dirección Y para DDBD.....	146
Tabla 6.13 Matriz de desempeño estructural en X para FBD según ASCE 41-13. ....	148
Tabla 6.14 Matriz del desempeño estructural en Y para FBD según ASCE 41-13. ....	149
Tabla 6.15 Matriz de desempeño en X para DDBD según ASCE 41-13.....	149
Tabla 6.16 Matriz de desempeño en Y para DDBD según ASCE 41-13.....	150
Tabla 7.1 Comparativa de los resultados obtenidos mediante FBD y DDBD. ....	153
Tabla 7.2 Comparativa del desempeño estructural por FBD y DDBD en X. ....	165
Tabla 7.3 Comparativa del desempeño estructural por FBD y DDBD en Y. ....	165
Tabla 7.4 Fuerzas cortantes y sobrerresistencia por FBD y DDBD.....	167
Tabla 7.5 Valores de ductilidad por FBD y DDBD. ....	168
Tabla 7.6 Valores de ductilidad por FBD y DDBD del análisis “Pushover”.....	168
Tabla A.1 Acero máximo y acero mínimo para la viga. ....	183
Tabla A.2 Acero requerido y acero colocado para la sección.....	183
Tabla A.3 Resumen del diseño por cortante de la viga del piso 6 y 7. ....	184
Tabla A.4 Arreglo final de los estribos. ....	184
Tabla A.5 Combinaciones de diseño de las columnas 1-B y 1-E en la dirección X.....	185
Tabla A.6 Combinaciones de diseño de las columnas 1-B y 1-E en la dirección Y.....	185
Tabla A.7 Combinaciones de diseño de las columnas 1-C y 1-D en la dirección X.....	186
Tabla A.8 Combinaciones de diseño de las columnas 1-C y 1-D en la dirección Y.....	186
Tabla A.9 Resumen de armadura de las columnas 1-B y 1-E.....	189
Tabla A.10 Resumen de armadura de las columnas 1-C y 1-D. ....	189
Tabla A.11 Resumen de diseño por capacidad de las columnas 1-B y 1-E. ....	190
Tabla A.12 Longitud de confinamiento y distribución final de estribos para las columnas 1-B y 1-E. ....	190

Tabla A.13 Resumen del diseño por capacidad de las columnas 1-C y 1-D.....	191
Tabla A.14 Longitud de confinamiento y distribución final de estribos para las columnas 1-C y 1-D.....	191
Tabla A.15 Combinaciones de diseño para el muro en la dirección X. ....	193
Tabla A.16 Combinaciones de diseño para el muro en la dirección Y. ....	193
Tabla A.17 Resumen del diseño por capacidad del muro. ....	196
Tabla A.18 Arreglo de armaduras fuera del núcleo confinado del muro. ....	196
Tabla A.19 Arreglo de armaduras en el núcleo confinado del muro. ....	196
Tabla B.1 Fuerzas en vigas y columnas provenientes del DDBD. ....	198
Tabla B.2 Resumen del diseño de rótulas plásticas. ....	201
Tabla B.3 Arreglo de la armadura en las rótulas plásticas. ....	202
Tabla B.4 Estimación del factor de la sobrerresistencia. ....	202
Tabla B.5 Resumen de diseño de los tramos elásticos. ....	203
Tabla B.6 Resumen de diseño por corte de las rótulas plásticas. ....	205
Tabla B.7 Resumen del diseño por corte de los tramos elásticos. ....	206
Tabla B.8 Arreglo del refuerzo por corte en las vigas. ....	206
Tabla B.9 Resumen del diseño por flexocompresión de las columnas. ....	210
Tabla B.10 Fuerzas cortantes de diseño en las columnas. ....	212
Tabla B.11 Datos requeridos para el diseño por corte. ....	212
Tabla B.12 Resumen del diseño por corte.....	213
Tabla B.13 Arreglo final de la armadura transversal. ....	213
Tabla B.14 Resumen del diseño por flexocompresión de los muros. ....	215
Tabla B.15 Fuerzas cortantes y momentos de diseño. ....	217
Tabla B.16 Resumen del diseño por corte del muro. ....	219
Tabla B.17 Resumen del diseño por corte del muro. ....	219

Tabla C.1 Distribución de fuerzas y momentos en altura en Y.....	220
Tabla C.2 Perfil de desplazamientos en Y. ....	221
Tabla C.3 Resultados del diseño en la dirección Y.....	223
Tabla D.1 Resumen de diseño de viga. ....	225
Tabla D.2 Cuantías en compresión, tracción y balanceada para la viga. ....	226
Tabla D.3 Resumen de datos para la columna. ....	228
Tabla D.4 Relación de aspecto de los muros. ....	230



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Definición de desplazamiento último y de fluencia.....	34
Figura 2.2. Diagrama momento-curvatura para las secciones circulares y rectangulares.....	35
Figura 2.3. Respuesta sísmica elástica e inelástica del sistema. ....	37
Figura 2.4. Desplazamientos máximos esperados.....	39
Figura 2.5. Analogía de la cadena dúctil. ....	44
Figura 2.6. Mecanismos de colapso. (Burgos y Piqué del Pozo, 2007). ....	45
Figura 2.7. Espectro elástico de aceleraciones.....	46
Figura 2.8. Influencia de la resistencia en el diagrama momento-curvatura.....	48
Figura 2.9. Fundamentos del DDBD.....	51
Figura 2.10. Diagrama esfuerzo-deformación del concreto confinado y no confinado. ....	52
Figura 2.11. Características del diagrama esfuerzo-deformación del acero. ....	53
Figura 2.12. Rangos y niveles del desempeño. ....	56
Figura 2.13. Puntos notables del diagrama momento-curvatura. ....	61
Figura 2.14. Idealización de la distribución de curvatura. ....	63
Figura 2.15. Relación fuerza-desplazamiento en el DDBD. ....	64
Figura 2.16. Representación de la estructura sustituta. ....	65
Figura 2.17. Representación de la rigidez secante equivalente. ....	67
Figura 2.18. Modelos histeréticos. ....	69
Figura 2.19. Espectro de aceleraciones. ....	71
Figura 2.20. Espectro de desplazamientos. ....	72
Figura 2.21. Espectro de desplazamientos para un amortiguamiento viscoso equivalente.....	73
Figura 2.22. Factor de amplificación dinámica para momentos en columnas. ....	78
Figura 2.23. Envolvente de diseño de momentos para muros de concreto. ....	80

Figura 2.24. Envolvente de diseño de fuerzas cortantes para muros de concreto armado.....	81
Figura 2.25. Procedimiento del Análisis Estático No Lineal. (Arango et. al., 2009).....	84
Figura 2.26. Descripción general del análisis estático no lineal. ....	85
Figura 2.27. Obtención del espectro de capacidad.....	88
Figura 2.28. Obtención del espectro de demanda. ....	89
Figura 2.29. Espectro de capacidad-demanda.....	90
Figura 2.30. Sectorización de la curva de capacidad según distintos niveles de desempeño. .	91
Figura 4.1. Pórticos con muros en el eje X. ....	105
Figura 4.2. Pórticos con muros en el eje Y. ....	106
Figura 4.3. A la izquierda, pórtico de columna en X; a la derecha, pórtico de columnas en Y. .....	106
Figura 4.4. Disposición de los elementos estructurales en planta del edificio.....	107
Figura 5.1. Modelo 3D de la edificación en ETABS. ....	110
Figura 5.2. Espectro inelástico de pseudo-aceleraciones para el proyecto. ....	114
Figura 5.3. Distribución de las derivas en X y en Y. ....	116
Figura 5.4. Desplazamientos de cada nivel en X y en Y.....	118
Figura 5.5. Distribución de la fuerza cortante en altura en X y en Y.....	119
Figura 5.6. Distribución de momentos de volteo en altura en X-Y. ....	120
Figura 5.7. Masas de cada nivel y alturas de entrepiso. ....	122
Figura 5.8. Espectro de pseudo-desplazamientos para amortiguamientos del 5% y 11.70%. 128	
Figura 5.9. Fuerzas cortantes y momentos de volteo en X. ....	130
Figura 5.10. Desplazamientos y derivas de cada nivel en X.....	130
Figura 6.1. Diagrama generalizado de momento-curvatura.....	133
Figura 6.2. Formación de rótulas plásticas en muros de concreto armado. ....	136
Figura 6.3. Rótulas plásticas generadas en vigas y columnas en ETABS. ....	137

Figura 6.4. Rótulas plásticas en muros de concreto armado en ETABS.....	137
Figura 6.5. Identificación de rótulas plásticas.....	139
Figura 6.6. Formación de rótulas plásticas.....	140
Figura 6.7. Etapa inicial de formación de rótulas plásticas.....	140
Figura 6.8. Curvas de capacidad en la dirección X y en Y para FBD.....	141
Figura 6.9. Curvas de capacidad en la dirección X y en Y para DDBD.....	141
Figura 6.10. Espectro de capacidad en X y en Y para FBD.....	142
Figura 6.11. Espectro de capacidad en X y en Y para DDBD.....	142
Figura 6.12. Espectros de demanda para cada nivel de sismo.....	143
Figura 6.13. Obtención del punto de desempeño según FEMA 440.....	144
Figura 6.14. Desempeño de la estructura en X para FBD según distintos niveles sísmicos..	146
Figura 6.15. Desempeño de la estructura en Y para FBD según distintos niveles sísmicos..	147
Figura 6.16. Punto de desempeño en X para DDBD según distintos niveles sísmicos.....	147
Figura 6.17. Punto de desempeño en Y para DDBD según distintos niveles sísmicos.....	148
Figura 7.1. Comparativa entre espectros de desplazamiento en X de FBD y DDBD.....	152
Figura 7.2. Comparativa entre espectros de desplazamiento en Y de FBD y DDBD.....	153
Figura 7.3. Comparativa entre los desplazamientos de cada nivel por FBD, DDBD y "Pushover" en X.....	154
Figura 7.4. Comparativa entre los desplazamientos de cada nivel por FBD, DDBD y "Pushover" en Y.....	154
Figura 7.5. Comparativa de derivas de entrepiso por FBD, DDBD y "Pushover" en X.....	156
Figura 7.6. Comparativa entre derivas de entrepiso por FBD, DDBD, y "Pushover" en Y...	156
Figura 7.7. Comparativa entre las fuerzas cortantes de cada nivel por FBD y DDBD en X.	157
Figura 7.8. Comparativa entre las fuerzas cortantes de cada nivel por FBD y DDBD en Y.	157
Figura 7.9. Comparativa entre los momentos volcantes por FBD y DDBD en X.....	158

Figura 7.10. Comparativa entre los momentos volcantes por FBD y DDBD en Y. ....	158
Figura 7.11. Comparativa de la cuantía a flexión en vigas por FBD y DDBD en X. ....	159
Figura 7.12. Comparativa de la cuantía a flexión en vigas por FBD y DDBD en Y. ....	159
Figura 7.13. Comparativa entre la cuantía a flexocompresión en columnas por FBD y DDBD. .....	160
Figura 7.14. Comparativa de la cuantía a flexocompresión en muros por FBD y DDBD en X. .....	161
Figura 7.15. Comparativa de la cuantía a flexocompresión en muros por FBD y DDBD en Y. .....	161
Figura 7.16. Efecto sísmico en muros de concreto armado. ....	162
Figura 7.17. Diagrama Momento-Rotación para muros perimetrales esquineros en X. ....	164
Figura 7.18. Diagrama Momento-Rotación para muros perimetrales esquineros en Y. ....	164
Figura A.1. Envoltente de momentos del primer y quinto tramo de la viga del piso 6. ....	181
Figura A.2. Envoltente de momentos del segundo y cuarto tramo de la viga del piso 6. ....	182
Figura A.3. Envoltente de momentos del tercer tramo de la viga del piso 6. ....	182
Figura A.4. Diagrama de interacción de las columnas 1-B y 1-E para la dirección X. ....	187
Figura A.5. Diagrama de interacción de las columnas 1-B y 1-E para la dirección Y. ....	187
Figura A.6. Diagrama de interacción de las columnas 1-C y 1-D en la dirección X. ....	188
Figura A.7. Diagrama de interacción de las columnas 1-C y 1-D en la dirección Y. ....	188
Figura A.8. Diagrama de interacción para el muro en X. ....	194
Figura A.9. Diagrama de interacción para el muro en Y. ....	194
Figura B.1. Envoltente de momentos para los tramos 1 y 5 de los pisos 6 y 7. ....	200
Figura B.2. Envoltente de momentos para los tramos 2 y 4 de los pisos 6 y 7. ....	200
Figura B.3. Envoltente de momentos para el tramo 3 de los pisos 6 y 7. ....	201
Figura B.4. Envoltente de fuerzas cortantes de los tramos 1 y 5 de la viga del piso 6 y 7. ....	204

Figura B.5. Envoltente de fuerzas cortantes para los tramos 2 y 4 de la viga del piso 6 y 7.	204
Figura B.6. Envoltente de fuerzas cortantes del tramo 3 de la viga del piso 6 y 7. ....	205
Figura B.7. Envoltente de momentos en las columnas del pórtico 1. ....	208
Figura B.8. Distribución de la fuerza axial en las columnas.....	209
Figura B.9. Diagrama de interacción para las columnas.....	211
Figura B.10. Diagrama de interacción para los pisos 1 y 2.....	214
Figura B.11. Diagrama de interacción para los pisos 3, 4 y 5.....	214
Figura B.12. Diagrama de interacción para los pisos 6 y 7.....	215
Figura B.13. Envoltente de momentos en los muros.....	216
Figura B.14. Envoltente de fuerzas cortantes en el muro.....	217
Figura C.1. Perfil de desplazamientos en Y.....	222
Figura C.2. Derivas de entrepiso en Y.....	222
Figura C.3. Distribución de la fuerza cortante en Y por nivel.....	224
Figura C.4. Distribución de los momentos de volteo en Y por nivel.....	224
Figura D.1. Diagrama del momento curvatura de la viga de 30x60 cm. ....	226
Figura D.2. Diagrama momento-rotación para la viga.....	228
Figura D.3. Diagrama momento de curvatura para columnas.....	230
Figura D.4. Diagrama momento-curvatura para muros controlados por flexión.....	231
Figura D.5. Diagrama fuerza-desplazamiento relativo típico. ....	232
Figura D.6. Diagrama fuerza-desplazamiento relativo para muros controlados por corte. ...	232
Figura E.1. Idealización bilineal de la curva de la capacidad. ....	233
Figura E.2. Estimación del punto de desempeño. ....	236

## ÍNDICE DE ECUACIONES

( 2.1 ) .....	37
( 2.2 ) .....	37
( 2.3 ) .....	37
( 2.4 ) .....	38
( 2.5 ) .....	38
( 2.6 ) .....	39
( 2.7 ) .....	39
( 2.8 ) .....	41
( 2.9 ) .....	41
( 2.10 ) .....	41
( 2.11 ) .....	42
( 2.12 ) .....	44
( 2.13 ) .....	49
( 2.14 ) .....	49
( 2.15 ) .....	50
( 2.16 ) .....	61
( 2.17 ) .....	62
( 2.18 ) .....	62
( 2.19 ) .....	62
( 2.20 ) .....	62
( 2.21 ) .....	63
( 2.22 ) .....	63
( 2.23 ) .....	64

( 2.24 ) .....	66
( 2.25 ) .....	66
( 2.26 ) .....	68
( 2.27 ) .....	69
( 2.28 ) .....	69
( 2.29 ) .....	70
( 2.30 ) .....	70
( 2.31 ) .....	70
( 2.32 ) .....	71
( 2.33 ) .....	72
( 2.34 ) .....	72
( 2.35 ) .....	73
( 2.36 ) .....	73
( 2.37 ) .....	74
( 2.38 ) .....	74
( 2.39 ) .....	75
( 2.40 ) .....	75
( 2.41 ) .....	76
( 2.42 ) .....	76
( 2.43 ) .....	76
( 2.44 ) .....	77
( 2.45 ) .....	78
( 2.46 ) .....	78
( 2.47 ) .....	79

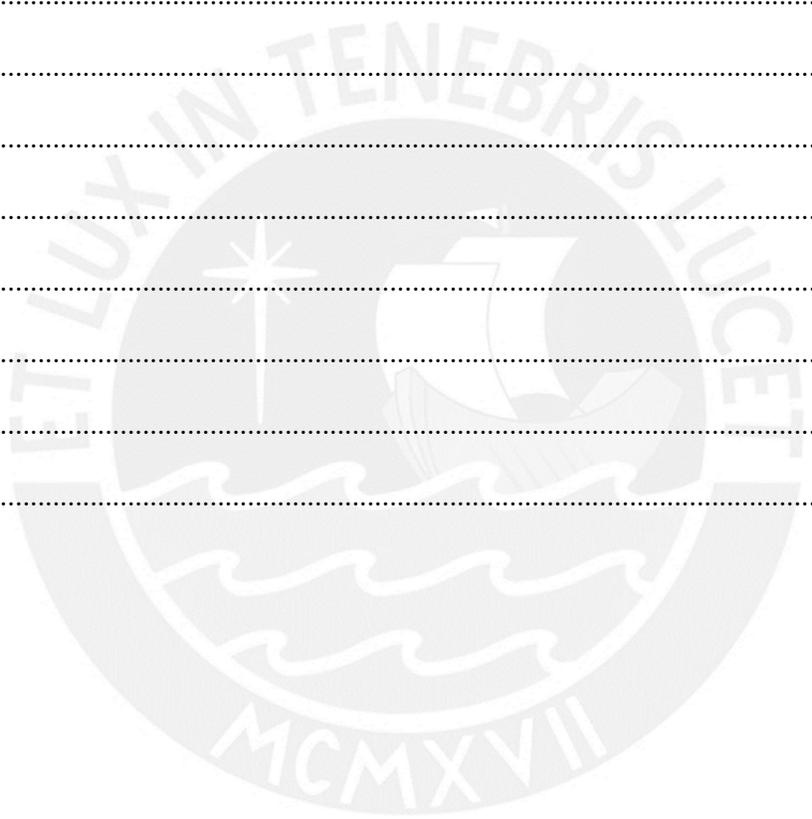
( 2.48 )	79
( 2.49 )	79
( 2.50 )	79
( 2.51 )	80
( 2.52 )	80
( 2.53 )	86
( 2.54 )	86
( 2.55 )	88
( 2.56 )	88
( 2.57 )	89
( 2.58 )	90
( 3.1 )	93
( 3.2 )	94
( 3.3 )	94
( 3.4 )	95
( 3.5 )	95
( 3.6 )	95
( 3.7 )	96
( 3.8 )	96
( 3.9 )	96
( 3.10 )	96
( 3.11 )	97
( 3.12 )	97
( 3.13 )	97

( 3.14 )	97
( 3.15 )	97
( 3.16 )	97
( 3.17 )	98
( 3.18 )	98
( 3.19 )	98
( 3.20 )	98
( 3.21 )	98
( 3.22 )	99
( 3.23 )	99
( 3.24 )	99
( 3.25 )	99
( 3.26 )	99
( 3.27 )	100
( 3.28 )	100
( 3.29 )	100
( 3.30 )	100
( 3.31 )	101
( 3.32 )	101
( 3.33 )	101
( 3.34 )	101
( 3.35 )	102
( 3.36 )	102
( 3.37 )	102

( 3.38 ).....	102
( 3.39 ).....	102
( 3.40 ).....	102
( 3.41 ).....	102
( 3.42 ).....	102
( 3.43 ).....	102
( 3.44 ).....	102
( 5.1 ).....	112
( 5.2 ).....	113
( 5.3 ).....	113
( A.1 ).....	181
( A.2 ).....	181
( A.3 ).....	181
( A.4 ).....	191
( A.5 ).....	192
( A.6 ).....	192
( B.1 ).....	199
( B.2 ).....	199
( B.3 ).....	199
( B.4 ).....	199
( B.5 ).....	199
( B.6 ).....	199
( B.7 ).....	199
( B.8 ).....	199

( B.9 ).....	203
( B.10 ).....	203
( B.11 ).....	203
( B.12 ).....	203
( B.13 ).....	203
( B.14 ).....	203
( B.15 ).....	203
( B.16 ).....	204
( B.17 ).....	207
( B.18 ).....	207
( B.19 ).....	207
( B.20 ).....	207
( B.21 ).....	209
( B.22 ).....	209
( B.23 ).....	209
( B.24 ).....	209
( B.25 ).....	209
( B.26 ).....	211
( B.27 ).....	211
( D.1 ).....	226
( D.2 ).....	226
( D.3 ).....	228
( D.4 ).....	231
( D.5 ).....	231

( E.1 ).....	234
( E.2 ).....	234
( E.3 ).....	234
( E.4 ).....	234
( E.5 ).....	235
( E.6 ).....	235
( E.7 ).....	235
( E.8 ).....	235
( E.9 ).....	235
( E.10 ).....	235
( E.11 ).....	235
( E.12 ).....	235
( E.13 ).....	235
( E.14 ).....	235



# Capítulo I: Introducción

## 1.1 Descripción del problema

El Perú se encuentra dentro del Cinturón de Fuego del Pacífico. En esta zona, la actividad sísmica y volcánica es muy frecuente. En la historia, se han registrado numerosos terremotos que han ocasionado grandes pérdidas humanas y económicas (Instituto Nacional de Defensa Civil, 2006). Debido a esto, ha surgido la necesidad de desarrollar una normativa para el diseño sismorresistente de estructuras, dando lugar a la Norma E.030. La norma peruana adopta la metodología de diseño utilizada en la mayoría de códigos a nivel mundial. Esta metodología está basada en el análisis de fuerzas y es conocida como el Método de Diseño Basado en Fuerzas (FBD).

El FBD ha proporcionado resultados satisfactorios en cuanto a la respuesta de las estructuras ante movimientos sísmicos. Además, su practicidad al momento de ser puesto en práctica permite que sea ampliamente difundido. Sin embargo, existen imprecisiones en la formulación general del método y criterios que distan del comportamiento real de las estructuras (Priestley, 1993). Por esta razón, se han propuesto distintos métodos alternativos que permitan absolver las imprecisiones que presenta. Uno de los que ha ganado relevancia por sus resultados satisfactorios y por abarcar las deficiencias del método tradicional es el Método Directo de Diseño Basado en Desplazamientos (DDBD).

El DDBD analiza el comportamiento de una estructura en el rango no lineal, y a partir de un desplazamiento de diseño, correspondiente a un nivel de desempeño estimado, determina la fuerza cortante basal. Esta fuerza es distribuida en los niveles superiores de la estructura y luego en los elementos estructurales que componen el sistema. Finalmente, se realiza el diseño de cada elemento (Priestley et. al., 2007). Como herramienta de verificación de resultados se realiza un Análisis Estático No Lineal “Pushover”.

La presente investigación tiene como fin comparar la respuesta y el diseño de un edificio de sistema estructural dual aplicando ambas metodologías. Entre los parámetros a comparar se encuentran el periodo estructural, la fuerza cortante en la base, las derivas de entrepiso, la curva de capacidad, el desempeño estructural y el diseño de los elementos.

## 1.2 Justificación e Importancia de la Investigación

La filosofía de diseño sismorresistente ha sufrido modificaciones en los últimos años debido a que las estructuras no han tenido un comportamiento adecuado bajo las sollicitaciones

sísmicas, lo que ha llevado a reformular los códigos existentes. El enfoque previo consideraba que la aceleración que experimentaba una edificación provocaba el daño en los elementos estructurales. Al ser directamente proporcional a la fuerza, si existían grandes aceleraciones, las fuerzas también eran mayores. El enfoque actual hace referencia a que el desplazamiento que experimentan los elementos estructurales es el causante del daño. Este cambio brinda una mejor aproximación al fenómeno real, el cual se ve reflejado en la curva de capacidad. Sin embargo, los códigos de diseño en el mundo y en el Perú siguen una metodología de diseño basada en fuerzas, en la cual a partir de una fuerza cortante en la base se determinan los desplazamientos de la edificación. Es por ello que surge la necesidad de implementar nuevos métodos como el DDBD.

### **1.3 Objetivos de la Investigación**

#### **1.3.1 Objetivo General**

- Identificar las limitaciones del método de diseño basado en fuerzas (FBD) comparándolo con el método de diseño basado en desplazamientos (DDBD) para un edificio de 7 niveles de sistema estructural dual.

#### **1.3.2 Objetivos Específicos**

- **Objetivo Específico 01:** Plantear el procedimiento paso a paso del método FBD y el método DDBD para el caso de estudio.
- **Objetivo Específico 02:** Determinar la respuesta del edificio frente a acciones sísmicas mediante parámetros específicos como fuerzas y desplazamientos.
- **Objetivo Específico 03:** Evaluar, mediante un análisis Pushover, el desempeño estructural del edificio para el método FBD y el DDBD comparando los resultados obtenidos.

## Capítulo II: Marco Teórico

### 2.1 Antecedentes

A lo largo del siglo XX y principios del XXI, el avance en el estudio de los métodos de diseño y análisis de edificaciones incrementó considerablemente dando lugar a alternativas al método tradicional de diseño basado en fuerzas (FBD). Entre las propuestas desarrolladas y conceptualizadas se encuentra una metodología de diseño que se basa en los desplazamientos, denominada Métodos de Diseños Directos Basados en Desplazamientos, DDBD (Kowalsky et. al., 1994).

Uno de los principios en los cuales se basa el DDBD es el de la “Estructura Sustituta”. La propuesta más remota, considerada como el origen de este concepto, es la de Jacobsen (1930). Jacobsen aproxima la expresión de amortiguamiento de la ecuación diferencial inicial a un único término más simplificado equivalente de amortiguamiento, todo esto basado en un determinado nivel de ductilidad y un modelo histerético. Gulkan y Sozen (1974) agregan a lo planteado por Jacobsen cambios en la rigidez de la estructura y consideran una rigidez secante efectiva equivalente. Además, estipulan que los cambios cuando se trata de la rigidez y la capacidad de disipación de energía están relacionados con el desplazamiento máximo que podría alcanzar una estructura.

Esta última propuesta fue recogida por Shibata y Sozen (1976), quienes desarrollan el concepto de la estructura sustituta para el diseño sísmico de estructuras de concreto armado. La propuesta consiste en idealizar la estructura completa en otra equivalente de un grado libertad que posea las mismas propiedades físicas y estructurales que la original como altura total, periodo estructural, amortiguamiento equivalente y rigidez secante equivalente.

Priestley (1993) describe las falacias y mitos de los métodos tradicionales de diseño en la ingeniería sismorresistente. En el texto, se precisan detalles de la falta de compatibilidad entre el diseño y el comportamiento real de las edificaciones, lo que lleva a la búsqueda de alternativas más eficaces y aproximadas.

A inicios de este siglo, Priestley y Kowalsky (2000) desarrollan un procedimiento de diseño basado en desplazamientos para estructuras de concreto armado, simple de aplicar, aunque restringido a estructuras regulares. Posteriormente, Sullivan et. al. (2006) investigan con mayor detalle el comportamiento de estructuras duales de concreto armado bajo los diseños

basados en desplazamientos. En la investigación, detallan el procedimiento de aplicación y las consideraciones previas para la formulación del método y presentan un ejemplo de diseño.

La publicación más sólida, y base de las actuales investigaciones en cuanto al DDBD, la realizan Priestley et. al. (2007). Este texto, más que un compendio, contiene el desarrollo extendido y detallado del método; además, incluye una propuesta de código para que sea adaptado a las normas de diseño sismorresistente a nivel mundial. El libro desarrolla aspectos importantes que incluyen, entre muchos otros, el porqué de la necesidad de adoptar un método basado en desplazamientos, los fundamentos y conocimientos básicos del DDBD, el desarrollo extenso del método, la aplicación del método en diferentes sistemas estructurales y otro tipo de estructuras tales como pórticos, duales, de albañilería, puentes, etc. (Priestley et. al., 2007).

Calvi y Sullivan (2009) presentan avances en el progreso de un código del formato por el método basado en desplazamientos. La publicación tuvo como finalidad sentar un precedente para la investigación sobre el método y que este pueda ser adoptado por los países.

En Sudamérica, se pueden destacar las investigaciones desarrolladas por Restrepo (2008), Suarez (2009) y Morales (2015). Restrepo plantea del diseño de pórticos de concreto armado bajo el enfoque de la norma sismorresistente colombiana. Por su parte, el trabajo de Suarez recoge los planteado por Priestley et. al. (2007) adaptándolo a la realidad ecuatoriana. Morales realiza una aplicación simplificada de la metodología y utiliza un análisis tiempo historia para validar los resultados y la aproximación del método.

En el Perú, no se ha realizado mayor investigación respecto a los métodos basados en el diseño de desplazamiento. Cabe destacar los estudios realizados por Gomel (2017) y Córdoba (2017) de la PUCP.

Gomel desarrolla el diseño de una estructura de pórticos de concreto armado bajo el DDBD. El estudio se realizó para una edificación en la ciudad de Tacna. Los resultados evidenciaron una mejor aproximación utilizando este método en comparación con el método basado en fuerzas. Además, propone un código de diseño para ser implementado a la Norma E.030 como alternativa.

Por su parte, Córdoba realiza el diseño de una edificación de sistema dual bajo el DDBD. Complementa la investigación con un análisis tiempo historia destacando el registro del sismo en Lima de 1996 de escala 8.1 Mw. Sus resultados confirman que el método basado en

desplazamientos se aproxima mucho más al desempeño real que los métodos tradicionales basados en fuerzas.

## **2.2 Método de diseño basado en fuerzas (FBD)**

Los métodos de diseños basados en fuerzas (FBD) es la metodología de diseño estructural sismorresistente en el que se basan la mayoría de los códigos en el mundo. En el Perú, este método está descrito en la Norma E.030, la cual considera un procedimiento estático y un procedimiento dinámico activo modal espectral.

### **2.2.1 Formulación general del método FBD**

En general, se parte de la información proporcionada por los planos arquitectónicos. Con esta información, se define una estructuración tentativa. Seguido a esto, se realizan los predimensionamientos de los elementos estructurales basado en ciertos criterios o a la experiencia del diseñador. Esta etapa requiere de la participación de distintos especialistas, incluyendo el ingeniero civil especializado en estructuras y el arquitecto. Luego de un consenso, se define una estructuración final y el sistema estructural predominante.

Se elabora una referencia representativa de la estructura en algún software, donde se definen las propiedades geométricas y mecánicas de los materiales. Asimismo, se definen las secciones de los distintos elementos estructurales componentes del sistema. Con la estructura modelada, se definen los distintos parámetros estipulados en la Norma E.030, tales como la masa sísmica y el espectro de aceleración para iniciar con el análisis sísmico.

El análisis estático considera que las fuerzas provenientes de los movimientos sísmicos se aplican en el centro de masas de cada índice. Para determinar la cortante estática en la base, emplean factores que consideran la zona en que la que se desarrolla el proyecto, el uso de la misma, el suelo donde se va a cimentar, un coeficiente de amplificación sísmica y un factor de reducción de fuerzas que depende de la regularidad estructural en altura y en planta. Asimismo, este análisis permite obtener el periodo principal de vibración y el porcentaje de masa participativa.

Por su parte, el análisis dinámico modal espectral determina la fuerza cortante basal mediante una combinación de los modos que superen el 90% de la masa total (al menos tres modos). Realizado el análisis, se verifica que se cumplan con los desplazamientos relativos de entrepiso (derivadas) estipuladas en la Norma E.030. Se deriva debe ser menor al 7%. En caso no

se cumpla este criterio, se debe rigidizar la edificación y volver a realizar el análisis, en el caso de estructuras de concreto armado.

Si la estructura califica como regular, según los criterios de la Norma E.030, la cortante basal dinámica deberá ser superior que el 80% de la cortante basal estática; si la edificación se considera como irregular, la cortante basal dinámica corresponde a ser mayor que el 90% de la cortante basal estática. La fuerza cortante de diseño será determinada como la mayor entre las fuerzas calculadas.

En caso de que la fuerza cortante dinámica no cumpla con el criterio del 80% o 90% de la cortante estática, se realiza un escalamiento de las fuerzas para asegurar el cumplimiento de este criterio.

Los análisis se realizan en cada una de las direcciones que se consideran en la edificación. Finalmente, se obtienen las fuerzas en los distintos elementos estructurales y se diseñan bajo los criterios de la Norma E.060.

### 2.2.2 Ductilidad en el FBD

La ductilidad se define como la asociación entre la deformación inelástica máxima y la deformación de fluencia. Un desplazamiento puede causar la mayor cantidad de deformación, (desplazamiento de fluencia) o la curvatura de la sección (curvatura de fluencia). En el diseño, la máxima deformación permitida es establecida como uno de los objetivos y se llama demanda de ductilidad. Cuando se trata de la deformación mayor que se puede alcanzar, ya sea por la estructura o por los elementos que la componen y que depende en gran medida del detalle del refuerzo, es cuando se refiere a la capacidad de ductilidad (Pérez, 2014).

Para definir la ductilidad teórica de desplazamiento, se deben conocer las siguientes definiciones:

- Desplazamiento de fluencia,  $\Delta_y$ .
- Desplazamiento de diseño,  $\Delta_d$ .
- Desplazamiento máximo de la estructura,  $\Delta_u$ .
- Ductilidad demandada de desplazamiento,  $\mu_\Delta = \Delta_d/\Delta_y$ .
- Capacidad de ductilidad de desplazamiento,  $\mu_\Delta = \Delta_u/\Delta_y$ .

Para que una estructura tenga un comportamiento adecuado frente a un sismo, la ductilidad demandada por el sismo debe ser inferior que la capacidad disponible de la estructura para soportar la ductilidad. Si esta relación no se cumple, implicaría que el desplazamiento

impuesto por el sismo sería mayor al desplazamiento máximo de la estructura, llevando al colapso.

Priestley (2000) señala que no se cuenta con una definición del desplazamiento de fluencia,  $\Delta_y$ , consensuado. Las siguientes definiciones son propuestas:

- Intersección entre la rigidez tangente inicial y la resistencia nominal.
- El desplazamiento al momento de iniciar la fluencia.
- Intersección entre la rigidez secante en un punto de fluencia inicial y la resistencia nominal.

Asimismo, el desplazamiento último,  $\Delta_u$ , no presenta una definición consensuada. Se proponen las siguientes definiciones:

- Desplazamiento que corresponde a la máxima resistencia.
- Desplazamiento que corresponde a una degradación entre el 20% y 50% de la máxima resistencia.
- Desplazamiento cuando se produce la rotura del refuerzo transversal.

Ante la incertidumbre en cuanto a la definición del desplazamiento de fluencia y del desplazamiento último, la definición de la ductilidad de desplazamiento puede ser distinta. Esto conlleva a que se puedan obtener valores de capacidad de ductilidad que van desde  $\mu = \Delta_6/\Delta_1$  hasta  $\mu = \Delta_4/\Delta_3$  según la figura 2.1. La falta de una definición normalizada de estos conceptos explica la diferencia entre los factores de ductilidad  $\mu$  adoptados en los códigos a nivel mundial.

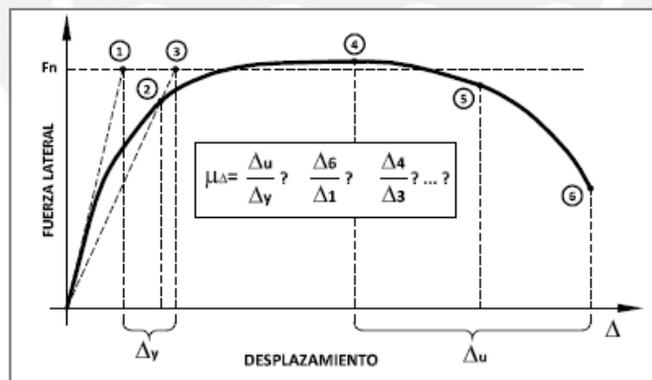


Figura 2.1. Definición de desplazamiento último y de fluencia.

Tomado de "Performance Based Seismic Design", por Priestley, 2000.

### 2.2.3 Relación entre la rigidez y la resistencia

En las etapas previas al diseño se definen los elementos estructurales y con ellos la geometría de sus secciones. Cada sección definida tendrá una rigidez elástica propia de su

geometría. Para el análisis sísmico, los códigos a nivel mundial utilizan distintas consideraciones para las características de la sección, especialmente de la rigidez de los elementos. Algunos códigos consideran la sección bruta no agrietada y en otros la rigidez de la sección reducida (Priestley et al., 2007). La Norma E.030 considera que, para el análisis, los elementos de concreto armado podrán ser analizados considerando la inercia de la sección bruta, sin tomar en cuenta la fisuración y el refuerzo. Esta falta de consenso hace que los diseños basados en fuerzas aplicando una norma u otra arrojen resultados distintos.

Para observar la relación ente la rigidez y la resistencia de los elementos estructurales, Suárez (2009) realiza una comparación con el fin de investigar la variación de la curvatura de fluencia y cómo es afectada la relación rigidez-resistencia al aumentar la cuantía de acero longitudinal. Para el estudio, se consideró una resistencia del concreto ( $f'_c$ ) de 300 kg/cm<sup>2</sup>. El acero se consideró de 4200 kg/cm<sup>2</sup> de esfuerzo de fluencia,  $f_y$ , y de módulo de elasticidad,  $E_s$ , igual a  $2 \times 10^6$  kg/cm<sup>2</sup>. Los diagramas momento-curvatura, así como las secciones y cuantía se muestran en la figura 2.2:

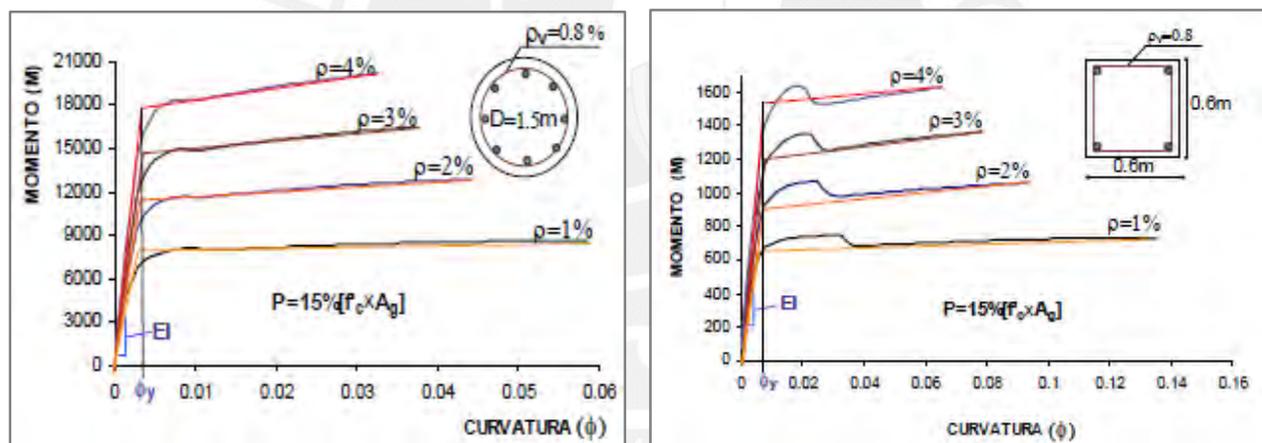


Figura 2.2. Diagrama momento-curvatura para las secciones circulares y rectangulares

Tomado de “Diseño Basado en Desplazamientos, una Alternativa Racional al Diseño Basado en Fuerzas”, por Suárez, 2009.

Tabla 2.1

Resultados del estudio.

Relación entre rigideces de las secciones circulares	Relación entre rigideces de las secciones rectangulares	Curvatura de fluencia $\phi_y$ para las secciones circulares	Curvatura de fluencia $\phi_y$ para las secciones rectangulares
$\frac{K_{\rho 1\%}}{K_{\rho 4\%}} = 340\%$	$\frac{K_{\rho 1\%}}{K_{\rho 4\%}} = 150\%$	0.004 1/m	0.01 1/m

*Nota:* Adaptado de “Diseño Basado en Desplazamientos, una Alternativa Racional al Diseño Basado en Fuerzas”, por Suárez, 2009.

Como se puede apreciar en la tabla 2.1, al aumentar la cuantía de acero del elemento, su valor de rigidez también incrementa. Asimismo, en la figura 2.2 se aprecia que la curvatura de fluencia de las secciones es aproximadamente igual en cada caso; además, la curvatura máxima que pueden alcanzar las secciones disminuye con el aumento de refuerzo, lo que afecta la medida de la capacidad de deformación de los elementos. Así, Suárez (2009) demuestra que la rigidez depende de la resistencia que se les asigna a los elementos que conforman la estructura y, al verse afectada la capacidad de deformación de las secciones, hace necesario que los análisis sean realizados partiendo de los desplazamientos y no de las fuerzas.

#### 2.2.4 Relación entre la rigidez, el periodo y la ductilidad

Como ya se mencionó, para el análisis sísmico, la Norma E.030 permite trabajar con la rigidez de la sección bruta de los elementos de concreto armado, mientras que otros códigos, como ASCE 7-16 consideran para el análisis las secciones agrietadas. Siguiendo los criterios anteriores, para una misma estructura es posible determinar distintos periodos fundamentales en base a si se ha considerado la sección bruta o la sección agrietada, ya que el periodo y la rigidez son directamente proporcionales. Por consiguiente, las fuerzas cortantes determinadas en el análisis serán distintas bajo ambas consideraciones. Sin embargo, la Norma E.030 establece un límite para las derivas igual a 0.7% en edificaciones de concreto armado, lo que permite definir un requisito de rigidez mínimo y hace posible que el valor de las fuerzas cortantes sea razonable.

Por otro lado, en el FBD, las estructuras son diseñadas para resistir una fracción de la fuerza cortante real que exigen los movimientos sísmicos. Lo que se busca es que una estructura bien diseñada pueda desarrollar la ductilidad suficiente en el rango inelástico para cumplir con

las deformaciones impuestas por el sismo, sin que exista pérdida significativa de la resistencia. Lo mencionado anteriormente implica que se acepta el daño estructural, pero sin que se llegue al colapso.

La reducción de la fuerza cortante para obtener la fuerza de diseño hace posible la introducción del coeficiente de reducción “R”. Priestley et. al (2007) comparan tres estructuras (1, 2 y 3) para definir el coeficiente de reducción. La estructura 1 tiene una respuesta lineal elástica ante el sismo de diseño y experimenta una fuerza cortante máxima ( $F_{el}$ ) cuando alcanza su desplazamiento máximo ( $\Delta_{max}$ ). Por su parte, las estructuras 2 y 3 están diseñadas para un valor de fuerza última reducida de  $F_{R2}$  Y  $F_{R3}$  respectivamente, donde las fuerzas cortantes están relacionadas a la respuesta elástica y están afectadas por un factor de reducción según:

$$F_{R2} = \frac{F_{el}}{R_2} \quad F_{R3} = \frac{F_{el}}{R_3} \quad (2.1)$$

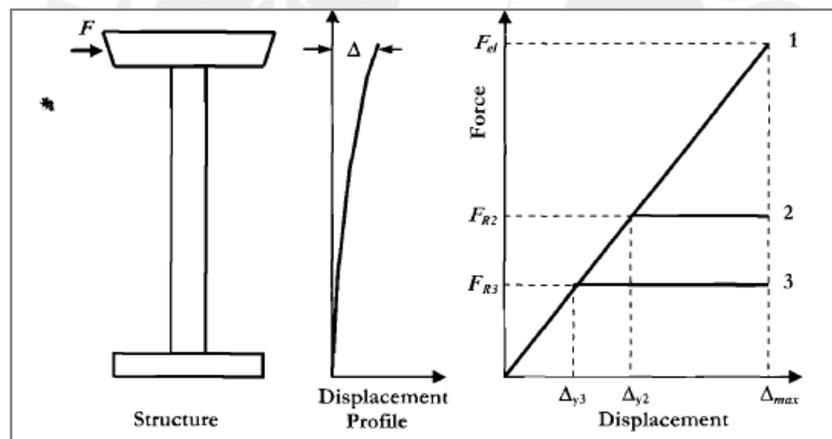


Figura 2.3. Respuesta sísmica elástica e inelástica del sistema.

Tomado de “Displacement-Based Seismic Design of Structures”, por Priestley et. al., 2007.

En base a la figura 2.3, se pueden establecer las siguientes relaciones:

$$\mu_2 = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{y2}} = \frac{F_{el}}{F_{R2}} = R_2 \quad (2.2)$$

$$\mu_3 = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{y3}} = \frac{F_{el}}{F_{R3}} = R_3 \quad (2.3)$$

Las ecuaciones 2.2 y 2.3 demuestran que la ductilidad de los sistemas 2 y 3 son numéricamente iguales a sus correspondientes coeficientes de reducción de resistencia. El enfoque utilizado para esta aproximación es conocido como el Principio de Desplazamientos Iguales que parte del supuesto de que los desplazamientos inelásticos y los desplazamientos de un sistema elástico de resistencia infinita son iguales (Gómez, 2015). En caso de sistemas inelásticos, los desplazamientos son más importantes que la resistencia. Esto debido a que la resistencia tiene poca influencia en el desplazamiento máximo que alcanzará una estructura (Priestley et. al., 2007).

Lo expuesto en este numeral permite llegar a la conclusión de que la rigidez de la estructura es importante únicamente en el rango elástico del movimiento, ya que, luego de superado este punto, se busca que la estructura desarrolle su capacidad de ductilidad, la cual dependerá del material, la geometría de las secciones, la disposición del refuerzo, el confinamiento de los elementos y el detallado de las uniones entre miembros resistentes.

### **2.2.5 Relación entre los desplazamientos elásticos e inelásticos**

La respuesta de las estructuras ante los sismos se da, casi siempre, en el rango inelástico. Esto hace lógico pensar que el cálculo de los desplazamientos debe responder a este estado de respuesta y no a uno elástico. La Norma E.030 establece que, para hallar los movimientos laterales inelásticos, estos deben ser afectados por un factor que dependerá de si la estructura es regular o no y del coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas,  $R$ . Para estructuras regulares, el factor definido es de 0.75 veces el valor de  $R$  y para estructuras irregulares, el factor es de 0.85 veces  $R$ .

$$\Delta_{in}(reg) = 0.75R\Delta_{el} \quad (2.4)$$

$$\Delta_{in}(irr) = 0.85R\Delta_{el} \quad (2.5)$$



Figura 2.4. Desplazamientos máximos esperados.

Tomado de “Las Normas Peruanas de Diseño SR y Aislamiento Sísmico E.030 y E.031”, por Muñoz, 2018.

Por su parte, la norma ASCE 7-16 (2017) considera que el cálculo de la respuesta inelástica dependerá de un factor  $C_d$ , según del sistema estructural que se utilice, y de un factor  $I_e$ , según la importancia de la edificación.

$$\Delta_{in} = \frac{C_d * \Delta_{el}}{I_e} \quad (2.6)$$

A manera de comparación, se puede apreciar que la expresión de la norma peruana incluye en el valor de  $R$  el tipo de sistema estructural, mientras que la expresión de la ASCE 7-16 lo hace en el coeficiente  $C_d$ . Asimismo, la norma americana incluye el factor de uso de la edificación, mientras que la norma peruana no. Por otra parte, la norma americana no incluye el efecto de la regularidad de la estructura, factor tomado en cuenta por la norma peruana en los coeficientes de 0.75, 0.85 y en el factor  $R$ .

### 2.2.6 Derivas admisibles

Como se mencionó en el numeral 2.2.4, la Norma E.030 establece un límite para la rigidez basado en las derivas de entrepiso. La deriva puede ser determinada como:

$$Drift = \frac{\Delta_{in(i+1)} - \Delta_{in(i)}}{h_{ei}} \quad (2.7)$$

Donde  $\Delta_{in(i+1)}$  es el movimiento lateral inelástico del nivel  $i+1$ ,  $\Delta_{in(i)}$  es el movimiento lateral inelástico del nivel  $i$  y  $h_{ei}$  es la altura de entrepiso del nivel  $i$ .

La siguiente tabla muestra la deriva máxima para estructuras de concreto armado:

Tabla 2.2

Deriva admisible para el concreto.

Material predominante	$\Delta_i/h_{ei}$
Concreto armado	0.007

*Nota:* Tomado de “Norma Técnica E.030”, por Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento SENCICO, 2018.

En caso las derivas calculadas no se encuentren dentro de los límites que la norma establece, será necesario aumentar la rigidez en la dirección desfavorecida. Para cumplir con los límites de las derivas, se puede incorporar muros de corte (absorben gran cantidad de la fuerza cortante) o incrementar la dimensión de los mismos, aumentar el peralte de las vigas, aumentar la resistencia del concreto, etc. Asimismo, es posible realizar cambios en la configuración estructural; sin embargo, estos cambios están condicionados por los requerimientos arquitectónicos.

### 2.2.7 Criterios de combinación modal espectral

En el método FBD, la respuesta máxima se determina por medio de la fusión de los distintos tipos de vibración de la estructura. Dicha respuesta no puede ser estimada simplemente como la sumatoria de las respuestas de cada modo, ya que las respuestas modales corresponden a distintos instantes de tiempo.

Al momento de combinar las respuestas modales máximas, se debe realizar aproximaciones basadas en el espectro de respuesta del sismo, ya que no existe datos de cuándo se producen los valores modales pico (Chopra, 2014). Se han desarrollado distintos criterios para combinar las respuestas de cada modo, siendo los más comunes la Suma de Valores Absolutos (ABSSUM), la regla de la Raíz Cuadrada de la Suma de Cuadrados (SRSS) y la Combinación Cuadrática Completa (CQC).

### 2.2.7.1 Suma de Valores Absolutos (ABSSUM)

Este criterio supone que todos los valores máximos modales ocurren en el mismo instante. Es considerado un criterio conservador (Chopra, 2014) y tiende a sobreestimar la respuesta.

$$r = \sum_{i=1}^n |r_i| \quad (2.8)$$

Donde  $r_i$  es la respuesta del modo  $i$  de vibración.

### 2.2.7.2 Raíz Cuadrada de la Suma de Cuadrados (SRSS)

Rosenblueth (1951) propone combinar la respuesta de cada modo mediante la raíz cuadrada de la sumatoria de las respuestas modales elevadas, cada una, al cuadrado. Este criterio brinda resultados adecuados para estructuras que tengan frecuencias naturales muy separadas, más del 10%. Si no se cumple con ello, puede sobreestimarse la respuesta (García, 2009).

$$r = \sqrt{\sum_{i=1}^n r_i^2} \quad (2.9)$$

### 2.2.7.3 Combinación Cuadrática Completa (CQC)

La Combinación Cuadrática Completa (CQC) es un criterio ampliamente divulgado para estimar la respuesta máxima modal, ya que supera las limitaciones impuestas por otros criterios. Este criterio fue desarrollado inicialmente por Newmark y Rosenblueth (1971), pero es la modificación hecha por Wilson et. al. (1981) la más usada en la actualidad. La respuesta máxima se puede estimar como:

$$r = \sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \rho_{ij} r_i r_j} \quad (2.10)$$

En la ecuación 2.10,  $r_i$  hace referencia a la respuesta del modo  $i$  de vibración, mientras que  $r_j$  es la respuesta del modo  $j$  de vibración. A  $\rho_{ij}$  se le conoce como el coeficiente de correlación modal y puede hallarse mediante:

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \xi_j}(\xi_i + a\xi_j)a^{1.5}}{(1 - a^2)^2 + 4\xi_i \xi_j a(1 + a^2) + 4(\xi_i^2 + \xi_j^2)a^2} \quad (2.11)$$

Donde  $a = \frac{\omega_{nj}}{\omega_{ni}}$ ,  $\xi_i$ ,  $\omega_{ni}$  es el amortiguamiento y frecuencia natural del modo  $i$  de vibración y  $\xi_j$ ,  $\omega_{nj}$  es el amortiguamiento y frecuencia natural del modo  $j$  de vibración.

En general, los criterios de combinación modal son más precisos para solicitaciones sísmicas que contengan una amplia gama de frecuencias de una duración prolongada en una fase intensa de movimiento; mientras que perderán precisión si el movimiento impulsivo es de corta duración.

Los criterios de combinación SRSS y CQC están basados en la teoría de vibraciones aleatorias, por lo que la respuesta máxima modal debe interpretarse como el máximo valor ante un conjunto de solicitaciones sísmicas. Es recomendable el uso de espectros de respuesta suavizados obtenidos de espectros de respuesta bajo una gran cantidad de solicitaciones sísmicas (Chopra, 2014).

## 2.2.8 Diseño por capacidad en el FBD

Es una metodología introducida por primera vez en Nueva Zelanda para el diseño de elementos de concreto armado. Es una definición que tiene el objetivo de supervisar la respuesta inelástica de una estructura, estableciendo una jerarquía en la resistencia de los elementos que conforman el sistema para formar un mecanismo de rótulas plásticas. Estas rótulas son diseñadas y detalladas adecuadamente para desarrollar una alta capacidad de deformación y disipar energía en forma dúctil y estable. En el resto de zonas del elemento, se tiene que asegurar la resistencia suficiente para desarrollar una respuesta elástica.

### 2.2.8.1 Filosofía de diseños por capacidades

Paulay y Priestley (1992) establecen las consideraciones fundamentales del diseño por capacidad:

- Las zonas donde se desarrollarán las rótulas plásticas probables están claramente definidas. Estas son dotadas de una resistencia nominal mayor a aquella requerida por las combinaciones de carga establecidas en las normas. Seguido a esto, las rótulas plásticas son diseñadas y detalladas adecuadamente para satisfacer las demandas de

ductilidad estimadas. Esto se puede lograr colocando el acero transversal no muy espaciado y con adecuado anclaje.

- Se impide la formación de modos inelásticos de deformación indeseados, como aquellos producidos por fallas a corte o del anclaje e inestabilidad, entre elementos que contengan rótulas plásticas. Esto se hace posible asegurando que las resistencias de estos modos excedan la capacidad de sobrerresistencia de las rótulas plásticas.
- Las regiones débiles, o aquellas donde los elementos no están adaptados para disipar energía establemente, están protegidas para asegurar si resiste supere las demandas ocasionadas por la sobrerresistencia de los mecanismos plásticos. En consecuencia, estas zonas están diseñadas para que se mantengan elásticas sin importar la intensidad del movimiento sísmico o las deformaciones inelásticas que se presenten.

#### **2.2.8.2 Analogía de la cadena dúctil**

Se hacer una correlación entre el comportamiento de un sistema estructural y el de una cadena. La cadena suele romperse por el eslabón más débil. Sin embargo, si el eslabón débil es diseñado para que se comporte de manera dúctil antes de romperse, entonces la cadena se mostrará como dúctil en su totalidad (Burgos y Piqué del Pozo, 2007).

Es posible representar a las diversas solicitaciones a las que se somete la estructura como los eslabones de la cadena. En la analogía, se presentan eslabones frágiles y eslabones dúctiles en la cadena. Es conocido que la falla por cortante es de tipo frágil; por otra parte, la falla por flexión es de tipo dúctil, siempre y cuando el diseño sea adecuado y respete las disposiciones establecidas (límite de cuantías, adecuado confinamiento, etc.). Debido a esto, es recomendable que la resistencia proporcionada por corte sea mayor a la resistencia proporcionada por flexión.

En la cadena, la resistencia a cortante está representada por los eslabones frágiles, mientras que la resistencia a flexión está representada por los eslabones dúctiles (Paulay y Priestley, 1992). Al aplicarse una fuerza en la cadena, todos los eslabones estarán sujetos a dicha fuerza. Entonces, si se asigna una resistencia mayor que la máxima a los eslabones frágiles, el comportamiento de la cadena en general será dúctil y la fuerza aplicada podrá ser resistida.

La cadena se diseña para soportar una fuerza de tracción producto de un movimiento sísmico igual a  $P_u = P_E$ . Por consiguiente, la resistencia ideal del eslabón frágil debe ser  $P_i \geq P_E/\phi$ . Luego de haber seleccionado el eslabón dúctil adecuado, su sobrerresistencia puede ser

representada mediante  $P_o = \lambda_o P_i = \phi_o P_E$ . Esta sobrerresistencia se convierte en la fuerza de diseño,  $P_{us}$ , y en la resistencia requerida para los eslabones de la cadena (Paulay y Priestley, 1992). Finalmente, la resistencia nominal de los eslabones de la cadena se expresa como:

$$P_{is} > P_{us}/\phi_s = P_o/\phi_s = \phi_o P_E/\phi_s \quad (2.12)$$

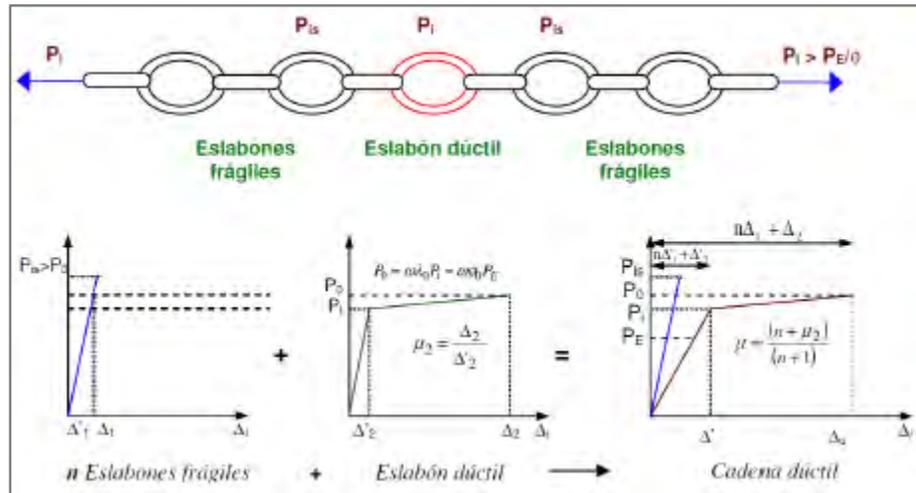


Figura 2.5. Analogía de la cadena dúctil.

Tomado de "Seismic Design of Concrete and Masonry Buildings", por Paulay y Priestley, 1992.

El procedimiento general propuesto por Paulay y Priestley (1992), es:

- Seleccionar el mecanismo de falla, es decir, donde ocurrirán las rótulas plásticas.
- Se selecciona un mecanismo con la intención de que la ductilidad de desplazamiento que se requiere pueda desarrollarse con la menor demanda de rotación elástica en las rótulas.
- Definido el mecanismo plástico adecuado, las zonas que disiparán energía, como las rótulas plásticas, son determinadas con mayor precisión.
- Ante un movimiento sísmico, ciertas regiones de la estructura deben de permanecer inelásticas y son diseñadas de tal manera que, ante las máximas acciones correspondientes a la sobrerresistencia en las rótulas plásticas, no se presenten deformaciones inelásticas en esas zonas.
- El diseño y el detallado de las rótulas plásticas y de las zonas que deben de permanecer elásticas deben de ser diferenciados.

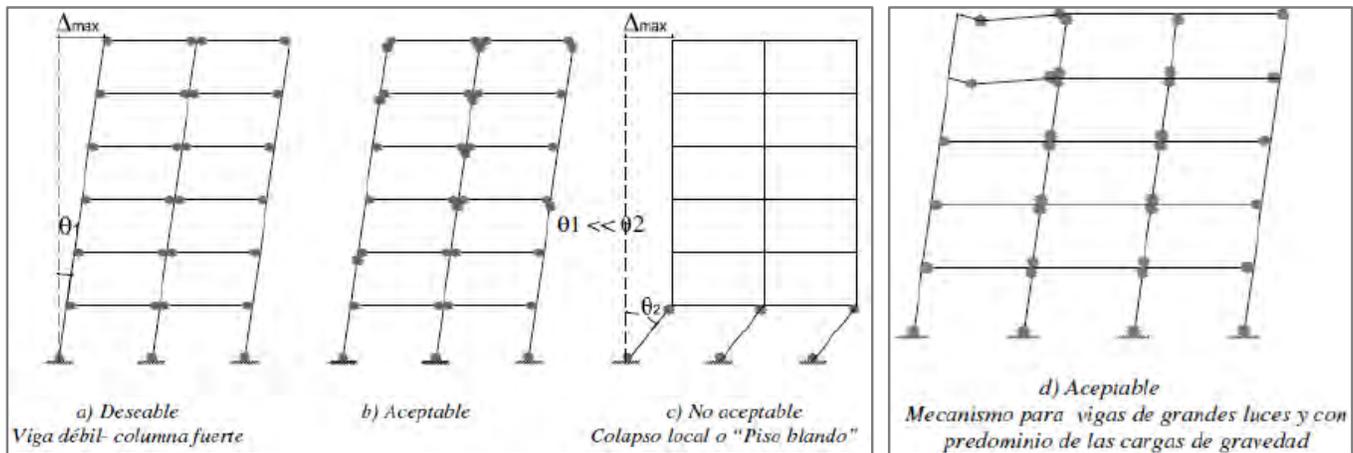


Figura 2.6. Mecanismos de colapso. (Burgos y Piqué del Pozo, 2007).

Tomado de "Diseño por capacidad en Edificaciones Aporticadas de Concreto Armado para ser Incorporada a la Norma Peruana E-060 como Alternativa de Diseño", por Burgos y Piqué del Pozo, 2007.

El diseño por capacidad permite predecir satisfactoriamente la respuesta inelástica ante diversas sollicitaciones incluyendo aquellas que incluyen técnicas de análisis dinámico sofisticado. Esto se debe a que la estructura diseñada por capacidad no podrá desarrollar mecanismos indeseados o modos de deformaciones inelástica y, como consecuencia de ello, será insensible a las características de los sismos, excepto en lo que respecta a la magnitud de las deformaciones de flexión inelásticas. Cuando el diseño por capacidad se combina con un adecuado detallado del refuerzo, asegurando la capacidad de ductilidad de los elementos, se logra que la disipación de energía sea óptima mediante la correcta elección del mecanismo plástico.

### 2.2.9 Deficiencias del método FBD

La gran mayoría de las normas a nivel mundial, incluyendo la norma peruana, están basadas en el método FBD. En muchos de los casos, se realizan suposiciones y aproximaciones para facilitar los cálculos que no siempre se asemejan al comportamiento real de las estructuras. Es por ello, que en este numeral se presentarán algunas de las deficiencias e incoherencias conceptuales del método tradicional basado en fuerzas, que refuerzan la necesidad de un nuevo enfoque basado en desplazamientos.

### 2.2.9.1 Análisis espectral elástico

La respuesta de la estructura en el enfoque actual abarca una parte de la respuesta real. La respuesta que se toma en consideración es aquella en la que se alcanza el instante de fuerza cortante máxima para una estructura elástica equivalente. Asimismo, la duración del movimiento sísmico no es considerada. Esta duración depende del periodo estructural. Las estructuras de periodo corto presentan mayores ciclos de respuesta que aquellas de periodo largo (Priestley, 2003). En un espectro de aceleraciones típico se pueden apreciar 4 zonas marcadas:

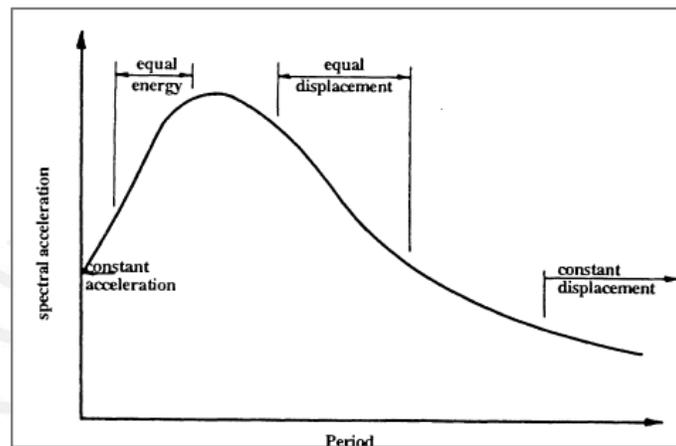


Figura 2.7. Espectro elástico de aceleraciones.

Tomado de "Myths and Fallacies in Earthquake Engineering", por Priestley, 2003.

En la primera zona de la figura 2.7, la estructura estará sujeta a la cantidad máxima de aceleración del suelo, sin importar la capacidad de ductilidad, y la falla ocurrirá en caso se le proporcione una resistencia menor a la correspondiente por la aceleración máximas del suelo. La segunda zona considera el principio de igualdad de energía, en la cual los desplazamientos inelásticos son mayores a los movimientos de sistemas elásticos con rigidez inicial equivalente. La tercera zona refiere al principio de igualdad de desplazamientos, donde los desplazamientos inelásticos y elásticos son similares. En la cuarta zona, correspondiente a periodos mayores, se puede apreciar que la respuesta estructural ante el movimiento del suelo es muy poca y se puede considerar que el desplazamiento de la estructura es igual al desplazamiento máximo del suelo.

La relación entre desplazamientos elásticos e inelásticos varía entre un código y otro. Por ejemplo, el código americano implica que la respuesta inelástica será, aproximadamente, el 50% de la respuesta elástica. Muchos países de Centro América y Sudamérica consideran un enfoque basado en la igualdad de energías, lo que implica que la respuesta inelástica es, aproximadamente, el 150% de la respuesta elástica (Priestley, 2003).

En los últimos años, el enfoque en el diseño sismorresistente ha ido cambiando. En la actualidad, se considera que la capacidad de desplazamiento es más importante en la respuesta sísmica que la resistencia, ya que el daño está relacionado a los desplazamientos. Sin embargo, es evidente que los expertos no pueden llegar a un consenso para determinar una respuesta inelástica única basada en el espectro elástico de aceleración.

### **2.2.9.2 Independencia entre la rigidez y la resistencia**

La rigidez de las unidades que componen la estructura es una propiedad importante para obtener la respuesta sísmica. La elección de la sección de los miembros y de sus dimensiones se realiza de manera previa a los análisis. Con ello, se obtienen las fuerzas y se distribuyen en los elementos de acuerdo a la rigidez de los mismos previamente asumida. Entonces, es de suma importancia la consideración inicial que se asume para determinar la rigidez de las unidades estructurales. Como se mencionó previamente, la Norma E.030 permite realizar el análisis considerando la sección bruta, sin añadir la fisuración ni el refuerzo. Por su parte, la Norma E.060 especifica que se deberá determinar la rigidez considerando la sección agrietada o, de manera simple, considerando un porcentaje de la rigidez según el elemento, por ejemplo, el 35% en vigas. La consideración inicial de las rigideces influirá en las fuerzas sísmicas que se emplearán en el diseño.

De los espectros de aceleraciones es posible concluir que el periodo y la aceleración de respuesta pasada la plataforma son inversamente proporcionales, es decir, luego de un periodo de  $T = 0.5 \text{ seg}$ . Priestley et. al. (2007) determinan una reducción en la fuerza sísmica de diseño del 40% cuando se calculan las rigideces considerando el 35% de la sección bruta versus la sección bruta completa. De igual manera, para comprobar la independencia entre la rigidez y la resistencia para una sección, evalúan la variación del diagrama momento curvatura.

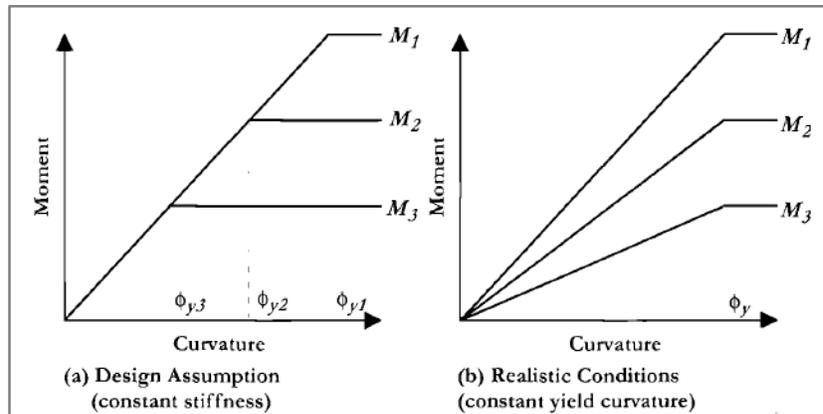


Figura 2.8. Influencia de la resistencia en el diagrama momento-curvatura.

Tomado de "Displacement-Based Seismic Design of Structures", por Priestley et. al., 2007.

La figura 2.8 muestra la curvatura para tres secciones distintas y ha sido obtenida en base a investigaciones previas realizadas por Priestley (1996). Asimismo, en la figura 2.8 (a) se puede apreciar que, en el enfoque actual de diseño, que asume la rigidez efectiva, las curvaturas de fluencia son distintas para cada sección analizada. Sin embargo, como muestra la figura 2.8 (b), las tres secciones presentan un diagrama distinto de momento-curvatura, demostrando que sus rigideces son distintas. El valor que sí es el mismo en ambas secciones es el de la curvatura de fluencia. Por lo tanto, se demuestra la independencia entre la curvatura de fluencia y la resistencia.

En base a lo visto, no es posible establecer una aproximación eficaz del análisis en cuanto al cálculo del periodo determinado, ni la fuerza sísmica de diseño en la estructura hasta que se haya calculado la resistencia de los miembros que conforman la unidad.

Se debe desarrollar un proceso repetido para determinar las resistencias de los miembros antes de obtener la idealización elástica de la estructura, ya que estas son el producto final del método basado en fuerzas, aunque en la práctica no se sigue dicho proceso (Priestley, et. al., 2007).

### 2.2.9.3 Capacidad de ductilidad y factores de reducción de fuerzas sísmicas

En la mayoría de códigos a nivel mundial, se considera un espectro elástico de diseño correspondiente a un sismo de 475 años de ocurrencia. Una estructura ideal perfectamente elástica se comportaría adecuadamente ante las solicitudes asignadas por el sismo correspondiente a dicho espectro. Sin embargo, la estructura elástica sería muy costosa de diseñar para soportar las grandes fuerzas impuestas. Además, no tendría sentido diseñar una estructura con tal periodo de retorno sísmico, ya que las probabilidades de que se presente

durante su vida útil son pocas. Es por ello que se establece un espectro elástico de diseño, el cual se logra del cociente entre el espectro inelástico y un factor de reducción de fuerzas sísmicas,  $R$ .

El factor  $R$  busca que la estructura desarrolle su capacidad de ductilidad ante un movimiento sísmico para asegurar un adecuado comportamiento. Los códigos a nivel mundial y la Norma E.030 adoptan distintos valores de reducción de resistencia dependiendo del sistema estructural predominante. Esto implica que, para las estructuras que posean similar sistema estructural, el valor de  $R$  será el mismo y, por consiguiente, la capacidad de ductilidad también será la misma.

El problema se presenta al definir un único valor de  $R$  para un mismo sistema estructural. La capacidad de ductilidad debe ser evaluada independientemente en cada estructura, ya que en estas el valor de desplazamiento de fluencia no será el mismo, al igual que el nivel de desempeño.

Para demostrarlo, Priestley et. al. (2007) introducen un ejemplo sencillo considerando un puente con columnas de diferentes alturas. Ambas columnas poseen la misma geometría de sección, están sometidas a la misma carga axial y al mismo refuerzo. En base a esto, se puede considerar que ambas columnas poseen la misma curvatura de fluencia y la misma curvatura última; por consiguiente, el factor de ductilidad de curvatura será el mismo para ambos casos. De manera sencilla se puede aproximar el desplazamiento de fluencia como:

$$\Delta_y = \frac{\phi_y H^2}{3} \quad (2.13)$$

Donde  $\Delta_y$  es el desplazamiento de fluencia,  $\phi_y$  la curvatura de fluencia,  $H$  la altura efectiva de la columna. El desplazamiento plástico se expresa como:

$$\Delta_p = \Delta_u - \Delta_y = \phi_p L_p H \quad (2.14)$$

Donde  $\Delta_p$  es el desplazamiento plástico,  $\Delta_u$  el desplazamiento último,  $\phi_p$  la capacidad de curvatura plástica definida por:  $\phi_p = \phi_u - \phi_y$  y  $L_p$  la longitud de la rótula plástica. Finalmente, la capacidad de ductilidad de desplazamiento está dada por:

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_y - \Delta_p}{\Delta_y} = 1 + 3 \frac{\phi_p L_p}{\phi_y H} \quad (2.15)$$

Como se aprecia en esta última expresión, la capacidad de ductilidad de ambas columnas será distinta debido a que, para su cálculo, será necesario conocer el dato de la altura. El hecho de que ambas columnas tengan distinta capacidad de ductilidad lleva a que el factor de disminución de la fuerza sísmica también sea distinto. Este simple ejemplo evidencia que la ductilidad es una característica propia de cada estructura y que no debe ser generalizada bajo un mismo sistema estructural.

El FBD, bajo un buen diseño, proporciona resultados adecuados y seguros. Además, por ser fácil de aplicar, ha sido adoptada por la mayoría de códigos a nivel mundial. Sin embargo, como se pudo revisar en esta sección, existen importantes imprecisiones que, en teoría, no deberían ser ignoradas al momento del análisis y diseño. Es por ello, que surge la necesidad de introducir una nueva metodología que sea más aproximada al comportamiento real de las estructuras y que busque relacionar el daño con lo que realmente lo produce, los desplazamientos.

### **2.3 Método directo de diseño basado en desplazamientos (DDBD)**

Un gran interés ha surgido en los últimos años en investigar nuevos métodos de diseño basados en el desempeño como una alternativa a la metodología tradicional. Nace así el método de diseño directo basado en desplazamientos (DDBD), el cual pretende obtener el desempeño deseado de una estructura partiendo de un desplazamiento límite o de diseño. En esta sección, se abordará con mayor detalle la concepción de esta metodología y se definirán los conceptos necesarios para su aplicación al caso de estudio.

#### **2.3.1 Formulación general del método DDBD**

Es comúnmente aceptado que el daño estructural está mejor caracterizado por las deformaciones y los desplazamientos. Un enfoque en el diseño que busque diseñar una estructura de modo que alcance cierto estado límite ante un movimiento sísmico, en lugar de estar limitado por este, es deseado. Como consecuencia de ello, el riesgo en las estructuras se verá uniformizado.

Mientras el FBD caracteriza a la estructura en términos de las características elásticas de las estructuras, como el amortiguador y la rigidez, el DDBD determina a la misma por una

rigidez secante ( $K_e$ ) correspondiente al máximo desplazamiento ( $\Delta_d$ ) y a los niveles de amortiguación equivalente viscoso. La representación de la estructura está basada en la “Estructura Sustituta”, término presentado por Shibata y Sozen en 1974.

Una vez conocidos el desplazamiento de diseño ( $\Delta_d$ ) y el amortiguamiento estimado de la ductilidad deseada, el periodo efectivo ( $T_e$ ) correspondiente al máximo desplazamiento de respuesta logra ser obtenido del espectro de desplazamiento de diseño. Luego de representar a las estructuras como sistemas equivalentes de un solo grados de libertad, se obtiene la rigidez efectiva ( $K_e$ ) y finalmente la fuerza cortante basal mediante el producto de  $K_e$  y  $\Delta_d$ .

En general, el procedimiento de diseño es sencillo. La única complejidad se presenta al momento de definir las propiedades de la “Estructura Sustituta”, el desplazamiento de diseño y el espectro de desplazamientos de diseño (Priestley y Kowalsky, 2000).

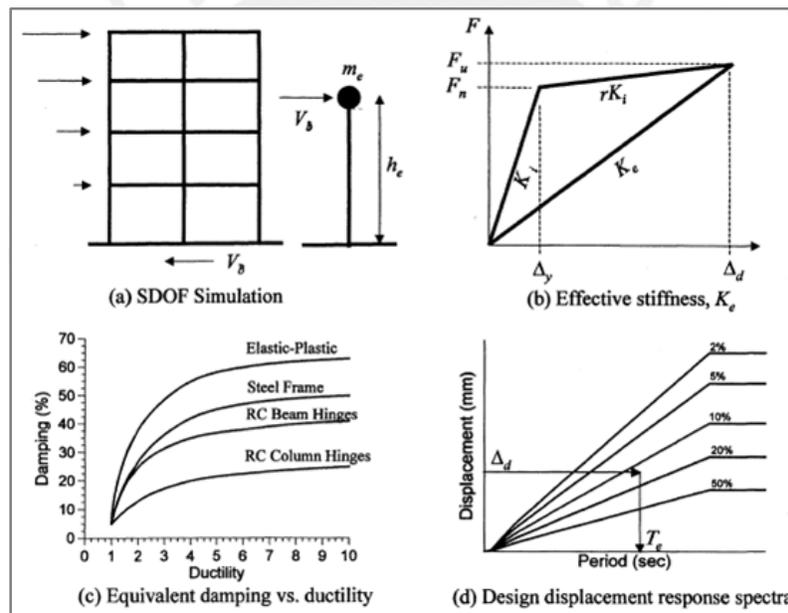


Figura 2.9. Fundamentos del DDBD.

Tomado de “Direct Displacement-Based Seismic Design of Concrete Buildings”, por Priestley y Kowalsky, 2000.

### 2.3.2 Propiedades de los materiales

#### 2.3.2.1 Propiedades del concreto

Este material es caracterizado por ser un material de muy buen desempeño bajo esfuerzos de compresión; sin embargo, es muy frágil ante esfuerzos de tracción. Para mejorar su capacidad ante dichas sollicitaciones, es necesaria la adición de refuerzo en forma de barras de

acero. Sin embargo, no solo basta con colocar acero para dotar al concreto de mayor resistencia. La disposición del mismo, longitudinalmente y transversalmente, permite un mejor desempeño y constituyen ambos una unidad para resistir todas las solicitaciones en la vida útil de las estructuras. Además, el refuerzo transversal genera un efecto de confinamiento en el núcleo que aumenta la ductilidad del elemento y, por ende, su capacidad de deformación es mayor.

En el DDBD, se debe considerar el comportamiento del concreto sin confinamiento y con confinamiento. Para ello, se utiliza un modelo unificado planteado por Mander et al. (1984). La deformación unitaria ( $\epsilon_{co}$ ) que alcanza el concreto cuando se alcanza el máximo valor de resistencia característica a la compresión ( $f'c$ ) es aproximadamente 0.002. En el concreto no confinado, investigaciones hechas por Hognestad (1951) muestran que el valor de deformación unitaria última ( $\epsilon_{cu}$ ) alcanza aproximadamente el doble del valor de  $\epsilon_{co}$ , esto es, 0.004. En cuanto al concreto confinado, al ser más dúctil, el valor de deformación unitaria ( $\epsilon_{cc}$ ), que corresponde al mayor valor de resistencia característica a la compresión confinada ( $f'_{cc}$ ), se encuentra entre 0.007 y 0.008. Este punto señala el comienzo de la degradación de cuanto resiste el concreto.

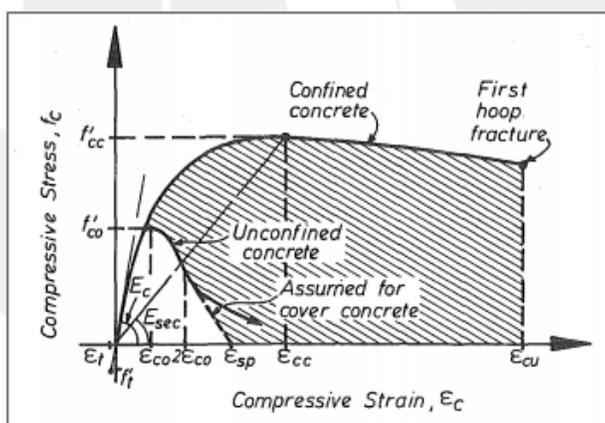


Figura 2.10. Diagrama esfuerzo-deformación del concreto confinado y no confinado.

Tomado de "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete", por Mander et. al., 1988.

### 2.3.2.2 Propiedades del acero de refuerzo

En el Perú, el acero utilizado para el refuerzo es el de grado 60. El diseño tradicional considera la resistencia de diseño como aquella correspondiente a la resistencia de fluencia, en base a un modelo bilineal de esfuerzo-deformación del acero. Sin embargo, no se considera el incremento del esfuerzo debido al endurecimiento por deformación. Una herramienta importante para el análisis y diseño bajo el DDBD es el diagrama momento-curvatura. Para

obtener una representación real del diagrama momento-curvatura, es necesario que se represente en su totalidad la relación entre esfuerzos y deformaciones del acero.

La correlación de la deformación unitaria y el esfuerzo del acero, obtenida de ensayos monotónicos en barras corrugadas de grado 60, posee tres zonas. La primera ocurre desde un valor de 0 hasta el punto de deformación unitaria de fluencia,  $\epsilon_y$ , donde el valor de esfuerzo es el correspondiente al de fluencia,  $f_y$ . Luego, se presenta una plataforma donde la deformación unitaria aumenta al punto donde se produce el inicio del endurecimiento por deformación,  $\epsilon_{sh}$ , valor que ocurre aproximadamente en 0.008. En este tramo, el esfuerzo en el acero se conserva constante e igual al esfuerzo de fluencia. Finalmente, la zona de endurecimiento por deformación continúa al punto de deformación unitaria de rotura,  $\epsilon_{su}$ , que ocurre bajo el esfuerzo último del acero,  $f_u$ . La rotura ocurre entre 0.10 y 0.12.

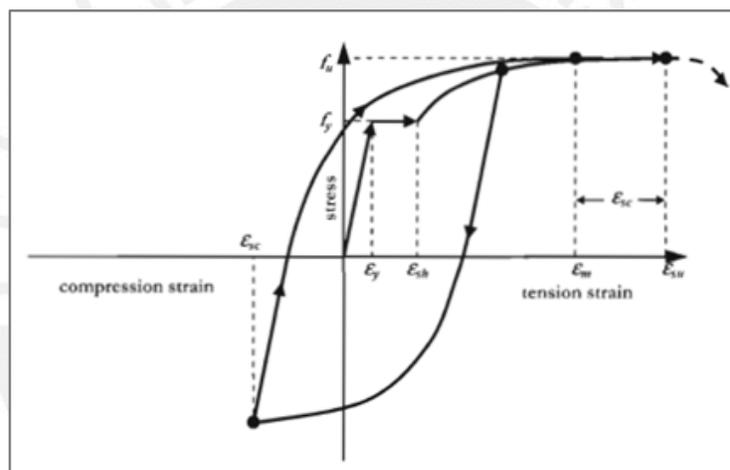


Figura 2.11. Características del diagrama esfuerzo-deformación del acero.

Tomado de "Displacement-Based Seismic Design of Structures", por Priestley et. al., 2007.

Para efectos de diseño bajo el método DDBD, se considera un aumento del 10% en la deformación unitaria de fluencia ( $\epsilon_y = 0.0023$ ). Asimismo, se emplea el 60% del valor de deformación unitaria de rotura ( $0.6\epsilon_{su}$ ), con el fin de que se asegure que ocurra antes de alcanzar su máxima deformación del concreto.

### 2.3.3 Niveles de desempeño, demanda sísmica y objetivos de desempeño

#### 2.3.3.1 Niveles de desempeño o estados límite

El DDBD pretende diseñar una estructura en base a un nivel de desempeño esperado ante un sismo relacionado a un desplazamiento. Para determinar el estado límite se siguen procedimientos desarrollados por el Consejo de Tecnología Aplicada (ATC), la Asociación de

Ingenieros Estructurales de California (SEAOC) y su comité Vision 2000 o la Agencia Federal de Manejo de Emergencias (FEMA). Recientemente, ASCE 41-13 recogió las disposiciones de FEMA 356 y las incluyó en su documento. En ATC-40 (1996), se establece que los niveles de desempeño son el nivel de daño máximo que alcanzan las estructuras. Este estado límite representa un margen y está definido por diversos factores como los daños apreciables en la estructura, la sensación de seguridad en los ocupantes producto de los daños visibles y de la nueva funcionalidad después del movimiento sísmico. Por su parte, el SEAOC (1995) define al nivel de desempeño como el nivel máximo de daño y para cuantificarlo se evalúa tanto el resultado de los componentes de la estructura como la condición de los ocupantes y el contenido.

La versión del SEAOC-Vision 2000 requiere ciertas modificaciones, ya que no incluye un nivel de desempeño de control de daños (Priestley et. al., 2007). Sin embargo, ASCE 41-13 incluye un estado de control de daños que tiene correlación con lo propuesto por Priestley.

La Norma ASCE 41-13 propone 4 niveles de rendimiento estructural discretos y dos niveles indiscretos:

- **Ocupación Inmediata (S-1):** Es el estado después del daño del sismo en cuan segura y operacional se puede mantener la estructura. La resistencia y la rigidez se mantienen, puede presentarse daño estructural muy leve.
- **Control de daños (S-2):** Nivel de rendimiento que involucra un rango entre el nivel de rendimiento de Seguridad de Vida (S-3) y el nivel de rendimiento de Ocupación Inmediata (S-1). Es aceptable este nivel si el tiempo de reparación o de interrupción de equipos sea mínimo, si se preservan elementos de valor histórico o si el costo de reparación para los niveles S-1 es elevado.
- **Seguridad de vida (S-3):** Niveles de desempeño donde se evidencia daño moderado en los componentes estructurales y en el interior. La rigidez lateral de las estructuras se ve afectada, por lo tanto, su nivel de soportar cargas laterales también. A pesar de esto, la estructura posee un remanente de seguridad que lo mantiene en pie. Se presenta interrupción en los servicios y con ello la funcionalidad se ve afectada.
- **Seguridad Limitada (S-4):** Nivel de desempeño ubicado en el rango entre los niveles de Seguridad de Vida (S-3) y de Prevención del Colapso (S-5).
- **Prevención del Colapso (S-5):** Nivel de rendimiento en el cual el daño estructural es evidente. La estructura aún se mantiene en pie resistiendo las cargas de las gravedades,

pero no existe un margen para el colapso. La rigidez y resistencia tanto a cargas laterales como verticales se ve seriamente afectada. Es económicamente inviable la reparación.

- **No Considerado (S-6):** Nivel de desempeño considerado en programas de rehabilitación que no tienen la intención de evaluar el desempeño estructural.

Asimismo, divide el rendimiento de las unidades no estructurales en cinco niveles discretos:

- **Operativo (N-A):** Es este nivel, el gran porcentaje de elementos no estructurales que se requieren para el funcionamiento de la edificación se mantienen funcionales, aunque es posible que algunos requieran una pequeña reparación.
- **Ocupación Inmediata (N-B):** Estado después del sismo en el cual se podría presentar daño en elementos no estructurales hasta el punto de no poder funcionar inmediatamente. Accesos como puertas, escaleras, elevadores, luces de emergencia y sistemas contra incendio permanecen operando.
- **Seguridad de vida (N-C):** Estado post sismo en el que las unidades no estructurales puedan estar dañadas, pero este daño no involucra que afecte a la seguridad de las personas. El daño puede que sea costoso.
- **No considerado (N-D):** En este estado califican los elementos no estructurales que en la evaluación o rehabilitación no pudieron ser clasificados en las otras categorías.

El rendimiento de la estructura se examina considerando el estado de las unidades estructurales y no estructurales, por lo que en su nomenclatura incluirá caracteres alfanuméricos. El número hace referencia al rendimiento estructural, mientras que la letra representa el rendimiento no estructural. Según ASCE 41-13, los niveles de rendimiento para edificaciones son:

- **Ocupación Inmediata (1-B):** Se logra este rendimiento si las unidades estructurales alcanzan en el nivel S-1 y los elementos no estructurales en el N-B.
- **Seguridad de Vida (3-C):** Se logra el nivel de rendimiento si las unidades estructurales alcanzan el nivel S-3 y los elementos no estructurales el nivel N-C.
- **Prevención del colapso (5-E):** Se logra este nivel de rendimiento si las unidades estructurales alcanzan el nivel S-5 y los no estructurales el nivel N-E.

Es importante determinar el aporte de las unidades no estructurales en el nivel de rendimiento objetivo, ya que según Priestley et. al. (2007) su valor representa entre tres a cinco veces el costo total de la estructura.

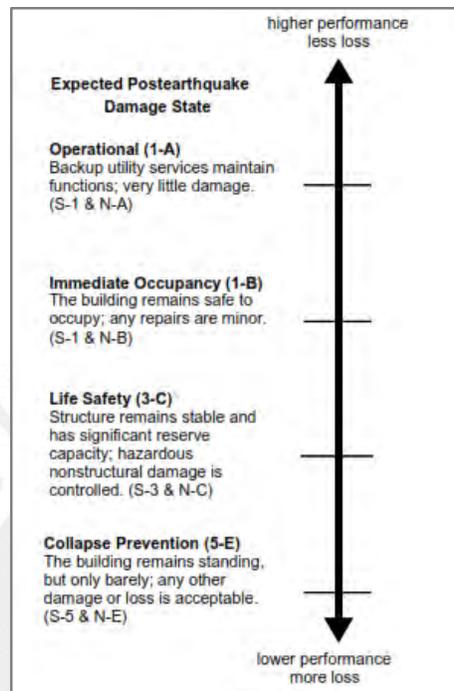


Figura 2.12. Rangos y niveles del desempeño.

Tomado de "ASCE 41-13", 2013.

Tabla 2.3

Matriz de desempeño de elementos estructurales y no estructurales.

Nonstructural Performance Levels	Structural Performance Levels					
	Immediate Occupancy (S-1)	Damage Control (S-2)	Life Safety (S-3)	Limited Safety (S-4)	Collapse Prevention (S-5)	Not Considered (S-6)
Operational (N-A)	Operational 1-A	2-A	NR <sup>a</sup>	NR <sup>a</sup>	NR <sup>a</sup>	NR <sup>a</sup>
Position Retention (N-B)	Immediate Occupancy 1-B	2-B	3-B	4-B	NR <sup>a</sup>	NR <sup>a</sup>
Life Safety (N-C)	1-C	2-C	Life Safety 3-C	4-C	5-C	6-C
Not Considered (N-D)	NR <sup>a</sup>	NR <sup>a</sup>	3-D	4-D	Collapse Prevention 5-D	No evaluation or retrofit

Nota: Tomado de "ASCE 41-13", 2003.

### 2.3.3.2 Demanda sísmica

La Norma ASCE 41-13 define cuatro niveles de demanda sísmica basados en criterios probabilísticos (probabilidad de ocurrencia cada 50 años) y durante los periodos de retorno. Los niveles que presenta son:

- **Sismo Frecuente:** Sismo con probabilidad de ocurrencia de 50% en 30 años. Los periodos de retorno se estiman en aproximadamente 43 años.
- **Sismo Ocasional:** Sismo con probabilidad de ocurrencia de 50% en 50 años. El periodo de retorno se estima en aproximadamente 72 años.
- **Sismo Raro:** Sismo con probabilidad de ocurrencia de 10% en 50 años. El periodo de retorno se estima en aproximadamente 475 años.
- **Sismo Muy Raro:** Sismo con probabilidad de ocurrencia de 5% en 50 años. El periodo de retorno se estima en aproximadamente 975 años.

Esta clasificación de demanda sísmica corresponde a los Estados Unidos, por lo que es necesario adaptarla a las condiciones del suelo peruano. Los parámetros de zonificación,  $Z$ , presentes en la Norma E.030 están relacionados a sismos con probabilidades de excedencia de 10% en 50 años, lo que los ubica en el nivel de demanda sísmica correspondiente a un Sismo Raro.

### 2.3.3.3 Objetivos de desempeño

El objetivo de desempeño relaciona el nivel esperado de daño (estado límite) según el uso de la estructura con la intensidad del sismo o nivel de demanda sísmica (Medina y Music, 2018). Es de gran importancia definir objetivos de desempeño en relación a la función que tendrá determinada estructura, ya que se espera que las estructuras esenciales, tales como hospitales o centros educativos, se mantengan operativos en todo momento. La propuesta de ASCE 41-13 se muestra a continuación:

Tabla 2.4

Objetivos de desempeño.

Nivel de peligro sísmico	Operacional (1-A)	Ocupación Inmediata (1-B)	Seguridad de Vida (3-C)	Prevención del Colapso (5-D)
50%/50 años	a	b	c	d
20%/50 años	e	f	g	h
5%/50 años	i	j	k	l
2%/50 años	m	n	o	p

*Nota:* Adaptado de ASCE 41-13, 2013.

En la tabla 2.4, cada una de las letras representa una meta de desempeño, las cuales se definen a continuación:

- Objetivos Básicos de Seguridad (BPOE):  $g + l$ .
- Objetivos mejorados:  $g +$  cualquiera entre  $i, j, m, n, o, p$ ;  $l + e$  o  $f$ ;  $g + l + a$  o  $b$ ; solo  $k$ , solo  $m$ , solo  $n$  o solo  $o$ .
- Objetivos limitados: Solo  $g$ ; solo  $l$ ; o  $c, d, e, o f$ .

En estructuras que cumplan con los BPOE se espera que ante sismos frecuentes o moderados se experimente un daño menor, pero ante sismos severos se espera daño y pérdidas económicas. Los objetivos mejorados representan un objetivo mayor a los BPOE. Por otra parte, los objetivos limitados representan objetivos que ese encuentran por debajo de los BPOE.

#### 2.3.3.4 Elección del estado límite

La elección del estado límite va a depender en gran medida de la demanda sísmica y del uso que va a tener la estructura. Sin embargo, como ya se mencionó, la elección debe incluir la respuesta y el daño posible de las unidades no estructurales como de las unidades estructurales. Bonnet (2003) considera agrupar a los elementos propensos a daño en una edificación en 4 clases:

- Elementos estructurales: Elementos capaces de resistir cargas verticales y laterales.
- Elementos arquitectónicos: Elementos relacionados con el aprovechamiento de espacio y la estética de la estructura. En esta categoría de encuentran la tabiquería y parapetos.
- Instalaciones: Elementos que se encargan de suministrar servicios tales como electricidad, agua, desagüe, comunicaciones o gas.
- Contenidos: Elementos que alberga la estructura como mobiliario, maquinaria, etc.

El daño en las unidades no estructurales no está influenciado únicamente por la aceleración que experimenta la estructura, sino también, similar a las unidades estructurales, por las derivas de entrepiso (Bonnet, 2003).

En el diseño, se asocia la elección del estado límite con un valor de deriva de entrepiso máximo. En la mayoría de códigos a nivel mundial y en la Norma E.030, se establecen valores de derivas de entrepiso basándose únicamente en el material predominante de la estructura. En el caso del concreto armado, el valor señalado en la norma peruana es del 0.7%. Este requisito implica que todas las estructuras de concreto armado deben de presentar derivas de entrepisos menores a dicho valor para que no exista daño, independientemente de que unas posean una gran cantidad de elementos no estructurales en comparación con las otras.

Por ejemplo, una estructura de pórticos de concreto armado diseñada adecuadamente puede presentar una deriva de 1.2% antes de alcanzar un daño significativo que requiera reparación. A su vez, la misma estructura de pórticos de concreto armado, pero con tabiquería no correctamente aislada del sistema resistente puede presentar derivas de hasta 0.5% cuando se presentan los primeros daños. En este último caso, el diseño será gobernado por los elementos no estructurales (Priestley et. al., 2007).

### 2.3.4 Diagrama momento-curvatura

Una de las herramientas más importantes del DDBD es el diagrama momento-curvatura. Este diagrama permite determinar la resistencia de las secciones, definir el estado límite de las secciones de concreto armado y la rigidez elástica (Priestley et. al. 2007).

Para lograr el diagrama momento-curvatura de una sección se tiene que plantear las hipótesis mencionadas:

- Las secciones planas persisten planas luego de la deformación (Hipótesis de Navier).
- La deformación en el acero y en el concreto a un trayecto determinada del punto neutro son iguales.
- Las correlaciones esfuerzo-deformación no lineales en el concreto y en el acero son conocidas.
- Se ignora el aporte del concreto en tracción.
- En caso exista cargas axiales, esta se aplica en el centro de las secciones.

El procedimiento para determinar el diagrama momento-curvatura descrito por Sánchez (2010) es el siguiente:

- 1) Elegir un valor de deformación en el concreto,  $\epsilon_c$ , para hallar una coordenada del diagrama momento-curvatura.
- 2) Definir un lugar del eje neutro arbitrario, y respecto a ese lugar, construir el perfil de deformaciones unitarias en la unidad. Por hipótesis, la deformación variará linealmente. La iniciación de compatibilidad de las deformaciones permitirá obtener el valor de deformación unitaria del acero,  $\epsilon_s$ , en cada fila y del concreto en cualquier punto.
- 3) Con las relaciones esfuerzo-deformación de cada material y la deformación obtenida en el paso 2 se obtienen esfuerzos en el acero y el concreto respectivamente.

- 4) Las fuerzas en cada material pueden ser obtenidas multiplicando el valor de esfuerzo obtenido en el paso 3 con el área correspondiente.
- 5) La sumatoria de las fuerzas determina la carga axial aplicada sobre las unidades. Es necesario la verificación el equilibrio de fuerzas. De no ser el caso que se cumpla el equilibrio, repetir los pasos desde el número 2 en un proceso iterativo hasta obtener una sumatoria de fuerzas igual a cero.
- 6) El momento flector en el eje neutro se obtiene multiplicando las fuerzas halladas por su distancia respectiva, medida desde el nivel del punto al centroide plástico.
- 7) Por último, la curvatura se obtiene mediante el cociente de  $\epsilon_c$  y la distancia al eje neutro correspondiente. Para hallar otro punto del diagrama, se sigue el mismo procedimiento descrito partiendo de un nuevo valor de deformación en el concreto.

En el diagrama momento-curvatura se pueden distinguir cuatro puntos notables:

- **Punto A:** Corresponde al máximo valor de esfuerzo de tracción que alcanza el concreto. Se ha considerado que el aporte del concreto a tracción es prácticamente nulo, por lo que este punto suele ignorarse. Sin embargo, marca el inicio del rango elástico.
- **Punto Y:** Corresponde al punto de fluencia alcanzado por el acero a tracción. Este punto está definido por la deformación  $\epsilon_y$  y el esfuerzo  $f_y$ . La recta que une el punto 1 y el punto 2 define el rango elástico.
- **Punto S:** Corresponde al inicio del endurecimiento en el acero, parte final de la plataforma de fluencia.
- **Punto U:** Correspondiente a la deformación última o de rotura del concreto,  $\epsilon_{cu}$ .

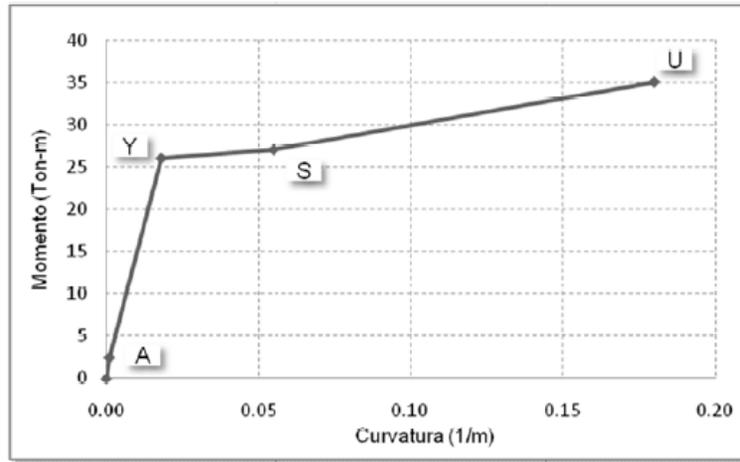


Figura 2.13. Puntos notables del diagrama momento-curvatura.

Tomado de "Diseño Sísmico Basado en Desempeño para una Edificación Esencial de Concreto Reforzado", por Sánchez, 2010.

### 2.3.5 Ductilidad en el DDBD

La definición de ductilidad en el DDBD es similar a aquella presentada en el FBD. Sin embargo, el primero no toma en cuenta el concepto de ductilidad para determinar las fuerzas de diseño. En su lugar, se utiliza el amortiguamiento viscoso equivalente.

El concepto que toma relevancia en el DDBD es el de ductilidad de curvatura. Esta es una propiedad independiente de cada elemento estructural. Numéricamente, la ductilidad de curvatura es mayor a la ductilidad de desplazamiento. La influencia en el daño estructural es mayor en este tipo de ductilidad, ya que guarda relación con las deformaciones en los materiales y el confinamiento de las secciones (Pérez, 2014). La ductilidad de curvatura,  $\mu_\phi$ , se expresa como:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (2.16)$$

Donde  $\phi_u$  es la curvatura última y  $\phi_y$  es la curvatura de fluencia.

En la sección 2.2.3. se presentó la curvatura de fluencia,  $\phi_y$ . Esta característica es propia de cada elemento, ya que la definen los materiales componentes y la geometría. En base a sus múltiples investigaciones, Priestley et. al. (2007) recopilan la curvatura de fluencia para distintas unidades estructurales según la geometría de su sección:

- Columna circular:  $\phi_y = 2.25 \frac{\epsilon_y}{D}$

- Columna rectangular:  $\varphi_y = 2.10 \frac{\varepsilon_y}{h_c}$
- Muros rectangulares de concreto:  $\varphi_y = 2.00 \frac{\varepsilon_y}{l_w}$
- Muros de concreto de sección T o I:  $\varphi_y = 1.50 \frac{\varepsilon_y}{l_w}$

Donde  $\varepsilon_y$  es la deformación unitaria de fluencia del acero,  $D$  es el diámetro de la sección circular,  $h_c$  es la altura de la sección rectangular y  $l_w$  es la longitud del muro en el plano.

A partir de la curvatura de fluencia es posible determinar el desplazamiento de fluencia,  $\Delta_y$ , de un sistema equivalente de un grado de libertad, como por ejemplo el de un muro de concreto en voladizo. Priestley et. al. (2007) proponen:

$$\Delta_y = \varphi_y \frac{(H + L_{SP})^2}{3} \quad (2.17)$$

Donde  $\varphi_y$  es la curvatura de fluencia,  $H$  la altura del muro en volado y  $L_{SP}$  es la longitud de penetración de deformación.

La longitud de penetración de deformación,  $L_{SP}$ , busca incorporar el fenómeno de la deformación por elasticidad del acero de refuerzo en la cimentación. La curvatura por encima de  $L_{SP}$  se puede considerar constante e igual a la curvatura en la base del muro (Priestley et. al., 2007).

En algunos casos, es posible que se pueda presentar rigidez negativa producto de que la curvatura aumente a medida que el momento disminuya. Esto ocurre si se presenta una reducción en la sección efectiva debido al fisuramiento en el concreto. Para ello, Priestley define la extensión de las rótulas plásticas,  $L_p$ , las cuales incluyen a  $L_{SP}$ . La deformación unitaria y la curvatura por encima de la distancia  $L_p$  será igual al máximo valor correspondiente en la base del muro. La distribución de la curvatura en la altura del mismo, pasando  $L_p$ , se asume como lineal de acuerdo a la forma del diagrama momento-curvatura.  $L_{SP}$  y  $L_p$  pueden hallarse según:

$$L_{SP} = 0.022 f_{ye} d_{bl} \quad (2.18)$$

$$L_p = k H_e + 0.1 l_w + L_{SP} \geq 2 L_{SP} \quad (2.19)$$

$$k = 0.2 \left( \frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \leq 0.08 \quad (2.20)$$

Donde  $f_{ye}$  es el esfuerzo de fluencia efectivo del acero,  $d_{bl}$  es el diámetro de las barras de refuerzo longitudinal,  $k$  es el factor que depende del esfuerzo último y del esfuerzo de fluencia del acero,  $H$  es la altura del muro y  $l_w$  es la longitud del muro en planta.

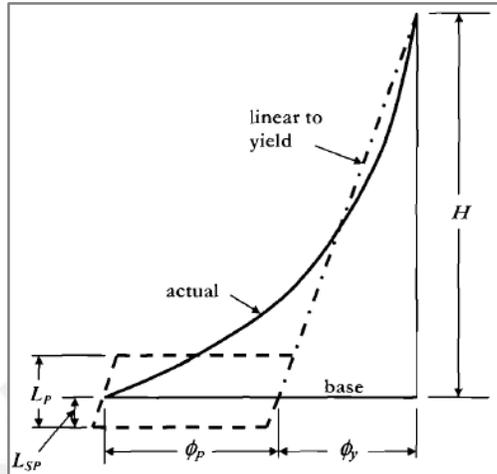


Figura 2.14. Idealización de la distribución de curvatura.

Tomado de "Displacement-Based Seismic Design of Structures", por Priestley et. al., 2007.

El desplazamiento de diseño correspondiente al sistema será el desplazamiento elástico, correspondiente al de fluencia, más el desplazamiento inelástico, controlado por las deformaciones de los materiales o por las derivas permisibles del código.

Para el caso en que las deformaciones de los materiales controlen el diseño, la expresión propuesta por Priestley et. al. (2007) es:

$$\Delta_d = \Delta_y + \Delta_{in} = \varphi_y \frac{(H + L_{SP})^2}{3} + (\varphi_{ls} - \varphi_y) L_p H \quad (2.21)$$

Donde  $\varphi_{ls}$  es la curvatura máxima del concreto en compresión o del acero a tracción, según el que predomine.

Para el caso en que las deformaciones del código controlen el diseño proponen:

$$\Delta_d = \theta_c H \quad (2.22)$$

Donde  $\theta_c$  es la deriva máxima permitida por el código.

Definido el movimiento de fluencia,  $\Delta_y$ , y el movimiento de diseño,  $\Delta_d$ , se puede establecer la durabilidad del movimiento del sistema como:



La estructura sustituta permite determinar, de manera sencilla, la respuesta inelástica de componentes del concretos del diseño de estructuras de varios niveles (Shibata y Sozen, 1976). Las ventajas que permite este modelo son:

- Uso de modelos de respuesta lineal en el análisis dinámico.
- Libertad de escoger los límites de respuesta tolerables para los distintos elementos de la estructura.
- Elección cuidadosa de los desplazamientos en el proceso de diseño.

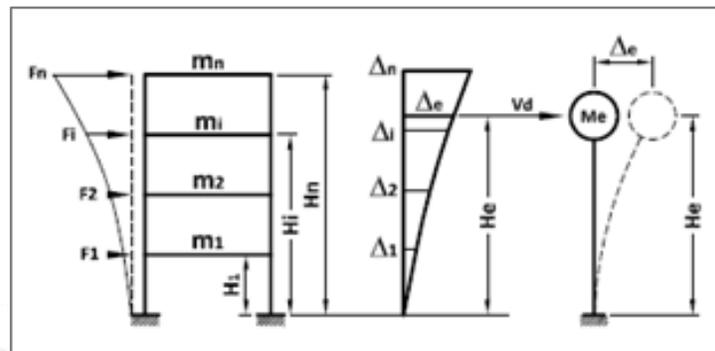


Figura 2.16. Representación de la estructura sustituta.

Tomado de “Diseño Sísmico Directo Basado en Desplazamientos, comparado con la Norma NSR-10, por Pérez, 2014.

### 2.3.6.1 Rigidez secante equivalente

En las metodologías basadas en desplazamientos existen dos formas de considerar la rigidez bajo el uso de espectros de respuesta, estas son las rigidez inicial y secante.

Aquellos procedimientos que consideran la rigidez inicial basados en un análisis de espectros de respuesta (Moehle, 1992; Chopra y Goel, 1999; Albanesi et. al., 2000, etc.) buscan controlar la respuesta dinámica mediante el cálculo de la rigidez elástica y utilizando algunas aproximaciones de la relación entre la respuesta elástica e inelástica (Sullivan et. al., 2004). Comúnmente se adopta el principio de igualdad de desplazamientos para establecer la relación entre las ambas respuestas. Este principio considera que los desplazamientos del sistema elástico de rigidez inicial serán igual al desplazamiento del sistema inelástico.

Por otra parte, otros procedimientos basados en desplazamientos, en los cuales se encuentra el DDBD, utilizan la rigidez secante en el análisis del grado de respuesta de diseño y la definición de amortiguación viscosa semejante para determinar las respuestas no lineales de los sistemas estructurales (Sullivan et. al., 2004). En el DDBD, esta caracterización es posible gracias al concepto de la “Estructura Sustituta”. Debido a esta representación, la rigidez secante

en el DDBD se conoce como rigidez secante equivalente y dependerá de la relación fuerza-desplazamiento lateral.

La definición de la relación momento-curvatura, descrita en la sección 2.3.3, hace posible la obtención de la relación fuerza-desplazamiento lateral. Esta relación puede asumirse bilineal para motivos de diseño, mientras que para ensayos se necesita un modelo más refinado (Priestley et. al., 2007).

En base a la idealización bilineal de la respuesta fuerza-desplazamiento lateral, se puede obtener la rigidez secante equivalente. La rigidez secante equivalente se representa por la pendiente de la recta que une el origen del diagrama fuerza-desplazamiento lateral con el desplazamiento máximo ( $\Delta_d$ ). El valor de desplazamiento máximo obtenido será definido por el diseñador para asegurar un nivel aceptable de deformación ante el sismo de diseño (Sullivan et. al., 2005). La determinación del desplazamiento máximo se verá en la sección 3.2.4.

Una vez hallado el desplazamiento de diseño y la amortiguación estimada a partir de la ductilidad impuesta, el periodo efectivo  $T_e$ , correspondiente al desplazamiento de respuesta máximo, se obtiene de un conjunto de espectros de desplazamiento para distintos valores de amortiguación.

Para una estructura semejante de un solo grado de libertad, el periodo efectivo puede expresarse en función de la rigidez secante equivalente como:

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{m_e}{K_e}} \quad (2.24)$$

Donde  $m_e$  es la masa equivalente y  $K_e$  es la rigidez secante equivalente. Finalmente, invirtiendo la ecuación (2.24), se obtiene la rigidez secante equivalente:

$$K_e = 4\pi^2 \frac{m_e}{T_e^2} \quad (2.25)$$

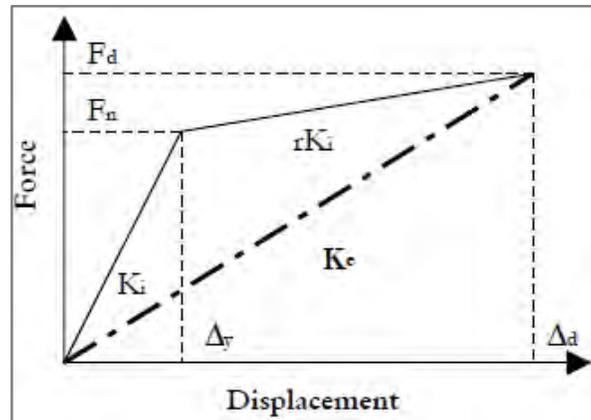


Figura 2.17. Representación de la rigidez secante equivalente.

Tomado de “*Seismic Design of Frame-Wall Structures*“, por Sullivan et. al., 2006.

Cabe destacar que la rigidez secante equivalente se sobrepone a la rigidez inicial gracias al uso del amortiguamiento viscoso equivalente, que se tocará en la siguiente sección. Asimismo, la configuración estructural ayudará a simplificar el proceso de determinación de la rigidez secante. En estructuras regulares, resulta sencillo determinar la rigidez secante y la rigidez inicial. Sin embargo, en estructuras irregulares, el procedimiento es un poco más tedioso y requiere incluir los resultados de los modos superiores de vibración.

### 2.3.6.2 Amortiguamiento viscoso equivalente

El concepto de amortiguamiento viscoso es utilizado generalmente para representar la energía que una estructura puede disipar en el rango elástico (Blandon y Priestley, 2005). La energía puede ser disipada mediante varios mecanismos tales como las rótulas plásticas, la interacción suelo-estructura, la relación que existe entre las unidades estructurales y las no estructurales, etc. En la práctica, estimar este parámetro proporcionado por cada mecanismo es muy difícil; sin embargo, el concepto de la amortiguación viscosa facilita la solución del problema dinámico.

En el DDBD, el comportamiento no lineal está representado mediante la inclusión del amortiguamiento histerético en la ecuación de movimiento (Blandon y Priestley, 2005). Este concepto permite resolver un sistema lineal simple en lugar de uno no lineal que demandaría más recursos y tiempo.

La propuesta inicial para modelar el comportamiento inelástico mediante un parámetro proporcional a la velocidad fue la de Jacobsen (1930). Él considera que un sistema en vibración lineal con amortiguamiento viscoso equivalente es una representación aproximada de un ciclo en particular descrito por la forma del lazo histerético fuerza-desplazamiento. Sin embargo, en

el DDBD el amortiguamiento se combina con la rigidez secante, contrario al trabajo de Jacobsen (1930) que considera la rigidez inicial.

Rosenblueth y Herrera (1964) combinan la rigidez secante y el amortiguamiento de Jacobsen por primera vez, y la definieron como la Rigidez Secante Amortiguada de Jacobsen (JDSS). Esta aproximación es más sencilla comparada con la de Jacobsen y proporciona una mejor representación de la relación entre la forma histerética y el amortiguamiento equivalente. Asimismo, surgen modelos para representar una estructura mediante otra lineal y caracterizada con una rigidez y amortiguamiento equivalentes. El modelo utilizado en el DDBD corresponde a la “Estructura Sustituta” de Gulkan y Sozen (1974).

El modelo de Gulkan y Sozen (1974) utiliza el balance de energía para determinar el amortiguamiento viscoso equivalente basándose en la idea propuesta por Jacobsen (1930). Sin embargo, encontraron un error en dicho trabajo. Jacobsen considera que la energía disipada en cada ciclo del movimiento asumido por el sistema no lineal es igual a la energía disipada por ciclo por el sistema equivalente. Sin embargo, este criterio ignora todos los ciclos que ocurren luego de alcanzar el desplazamiento máximo (Dwairi et. al. 2005). Gulkan y Sozen realizaron una serie de ensayos dinámicos en pórticos de 1 solo piso. Estos pórticos fueron diseñados para que se comporten dúctilmente y que los mecanismos plásticos ocurran en las columnas. En base a sus resultados, propusieron que la demanda de energía de los sismos en estructuras dúctiles es similar a la disipada por un sistema elástico asociado a un amortiguamiento viscoso sustituto o equivalente (Judi et. al., 1999).

En su investigación, Gulkan y Sozen (1974) describen el amortiguamiento viscoso equivalente ( $\xi_{eq}$ ) como función de la ductilidad del sistema ( $\mu$ ) mediante:

$$\xi_{eq} = 0.02 + 0.2\left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}}\right) \quad (2.26)$$

La expresión anterior define un valor de  $\xi_{eq} = 0.02$  mínimo, correspondiente a un comportamiento perfectamente elástico. El  $\xi_{eq}$  no es un valor en particular, sino que representa un rango. El hecho de asignar un valor en particular es inconsistente, ya que por naturaleza las estructuras de concreto armado desarrollan pequeñas fracciones del ratio de ductilidad (Gulkan y Sozen, 1974).

El amortiguamiento equivalente viene a ser el amortiguamiento elástico ( $\xi_{el}$ ) más el amortiguamiento histerético ( $\xi_{hyst}$ ). Esta última componente hace referencia a un

amortiguamiento inelástico producto de la disipación de energía en dicho rango (Priestley et. al., 2007). La expresión es:

$$\xi_{eq} = \xi_{el} + \xi_{hyst} \quad (2.27)$$

La componente elástica del amortiguamiento corresponde a un valor de 0.05 (5%) en estructuras de concreto armado. Por su parte, la componente histerética del amortiguamiento puede ser calculada mediante la siguiente expresión propuesta por Jacobsen (1930):

$$\xi_{hyst} = \frac{A_h}{2\pi F_m \Delta_m} \quad (2.28)$$

Donde  $A_h$  es el área de un ciclo completo de la respuesta fuerza-desplazamiento lateral,  $F_m$  es la fuerza máxima del ciclo estable y  $\Delta_m$  es el desplazamiento máximo del ciclo estable.

La ecuación 2.28 proviene de igualar la energía disipada en un ciclo de vibración del sistema inelástico con el sistema lineal equivalente (Chopra y Goel, 2001). Asimismo, distintos modelos histeréticos, obtenidos mediante un análisis inelástico tiempo-historia, han sido desarrollados para determinar el valor del amortiguamiento viscoso equivalente. De estos modelos histeréticos, el propuesto por Takeda et. al. (1970) proporcionó buenos resultados en las investigaciones de Gulkan y Sozen (1974).

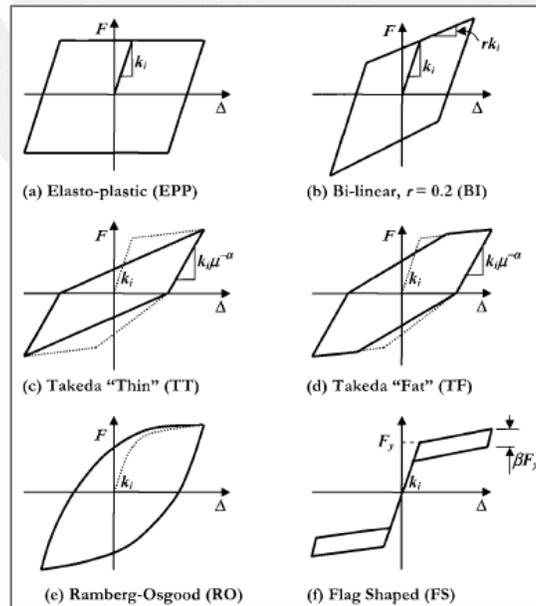


Figura 2.18. Modelos histeréticos.

Tomado de "Displacement-Based Seismic Design of Structures", por Priestley et. al., 2007.

Dwairi y Kowalsky (2007), y Grant et. al. (2005) proponen expresiones para calcular el valor del amortiguamiento viscoso equivalente, basadas en el sistema estructural predominante y el material:

Estructuras con muros de corte de concreto:

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.444 \frac{(\mu - 1)}{\mu\pi} \quad (2.29)$$

Estructura con pórticos de concreto:

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.565 \frac{(\mu - 1)}{\mu\pi} \quad (2.30)$$

De manera general, Priestley et. al. (2007) consideran que cuando los distintos elementos de la estructura, resistentes a cargas laterales en una determinada dirección, difieren en resistencia y tienen distintos factores de amortiguamiento, y asumiendo la condición de diafragma rígido, el amortiguamiento total puede ser determinado mediante el promedio de la energía disipada por los distintos elementos estructurales, según:

$$\xi_{eq} = \frac{\sum_{j=1}^m (V_j \xi_j)}{\sum_{j=1}^m (V_j)} \quad (2.31)$$

Donde  $V_j$  es la resistencia de diseño del  $j$ -ésimo elemento estructural,  $\Delta_j$  es el desplazamiento de diseño del  $j$ -ésimo elemento estructural y  $\xi_j$  es el amortiguamiento del  $j$ -ésimo elemento estructural.

Para el desarrollo del DDBD propuesto por Priestley et. al. (2007), el modelo de amortiguamiento viscoso de la “Estructura Sustituta” resulta adecuado y simple de aplicar. Dicho modelo ha sido calibrado mediante distintas reglas de histéresis para proporcionar el mismo desplazamiento pico que la respuesta histerética, utilizando un análisis tiempo-historia inelástico (Priestley et. al., 2007). Sin embargo, cabe mencionar que, en ciertas estructuras, aquellas en las que la respuesta histerética se degrada rápidamente o que es inestable, y cuyos desplazamientos permanentes son significativos y tienden a desarrollar durante el movimiento, el concepto de amortiguamiento viscoso equivalente resulta incorrecto (Sullivan et. al., 2004). A pesar de ello, la degradación y la inestabilidad del comportamiento histerético pueden ser evitados mediante un adecuado diseño y un correcto detallamiento del acero de refuerzo.

El amortiguamiento es un parámetro que permite reconocer diferentes modelos de comportamiento histerético, tales como el modelo bi-lineal o aquellos basados en la degradación progresiva de la rigidez. Esta consideración es una ventaja con respecto al FBD, en el cual no se hace tal reconocimiento. Por lo tanto, la elección del valor adecuado de amortiguamiento viscoso equivalente resulta crucial en el DDBD.

### 2.3.6.3 Espectro de desplazamiento de diseño

El registro de la actividad sísmica, a través de los acelerogramas, permite definir un espectro de aceleraciones característico para una zona en particular. En los códigos, este espectro es normalizado tomando en consideración las condiciones del suelo y escalado a un valor de aceleración máxima del suelo correspondiente al lugar donde será ejecutado el proyecto. En el caso de la Norma E.030, el espectro de aceleraciones está escalado a una aceleración máxima del suelo con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años y variará según la zona sísmica (4 zonas).

La Norma E.030 define únicamente el espectro de aceleraciones de diseño, mas no un espectro de desplazamientos. Sin embargo, el espectro de desplazamientos puede ser generado, de manera práctica, asumiendo que la respuesta máxima está controlada por las ecuaciones del estado estable de la repuesta sinusoidal, mediante:

$$\Delta_T = S_{a(T)} g \frac{T^2}{4\pi^2} \quad (2.32)$$

Donde  $S_{a(T)}$  es la aceleración, dependiente del periodo, expresada como múltiplo de  $g$  que es la aceleración de la gravedad y  $T$  es el periodo.

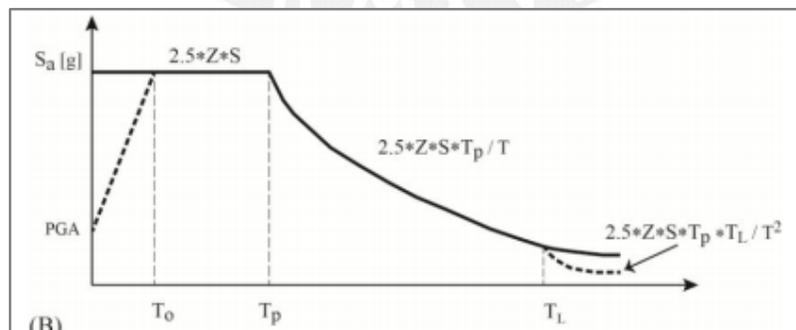


Figura 2.19. Espectro de aceleraciones.

Tomado de "Diseño Sísmico Directo Basado en Desplazamientos, comparado con la Norma NSR-10", por Pérez, 2014.

La forma del espectro de desplazamientos posee una primera zona no lineal correspondiente a periodos cortos,  $T < T_p$ . Luego de esta zona, se produce un incremento lineal del desplazamiento conforme el periodo va aumentando hasta un valor de  $T_L$ . Para periodos mayores a  $T_L$ , se asume que el desplazamiento se mantiene constante, es decir, se define una plataforma. Para estructuras de periodos muy largos, el espectro de desplazamientos pierde precisión (Priestley et. al., 2007).

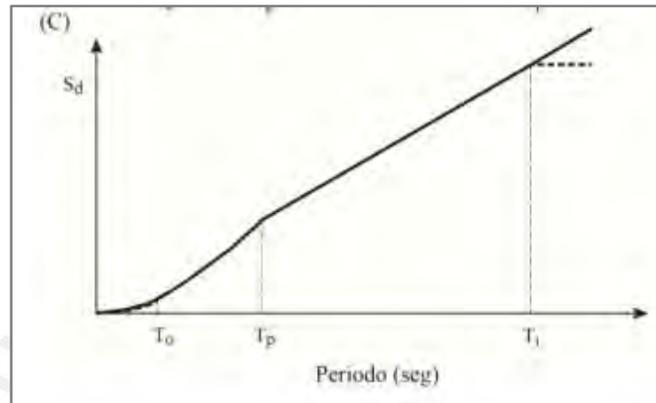


Figura 2.20. Espectro de desplazamientos.

Tomado de “Diseño Sísmico Directo Basado en Desplazamientos, comparado con la Norma NSR-10”, por Pérez, 2014.

El espectro de aceleraciones de la Norma E.030 está definido para un amortiguamiento crítico del 5%. Por lo tanto, si se aplica la relación simplificada para generar el espectro de desplazamientos, este corresponderá para dicho valor de amortiguamiento. Sin embargo, el DDBD hace uso de espectros de desplazamiento ajustados al enfoque del amortiguamiento viscoso equivalente.

Es necesario modificar el espectro de desplazamientos para distintos valores de amortiguamiento. Priestley et. al. (2007) presentan una expresión para obtener el factor de modificación,  $R_\xi$ , en función del amortiguamiento,  $\xi$ , tomada del Eurocódigo EC8 (1998):

$$R_\xi = \left( \frac{0.07}{0.02 + \xi} \right)^{0.5} \quad (2.33)$$

Una alternativa es propuesta por Newmark y Hall (1982) mediante la siguiente expresión:

$$R_\xi = 1.31 - 0.19 * \ln(100\xi) \quad (2.34)$$

Asimismo, Priestley et al (2007) modifican la expresión 2.34 para sitios cercanos al epicentro:

$$R_{\xi} = \left( \frac{0.07}{0.02 + \xi} \right)^{0.25} \quad (2.35)$$

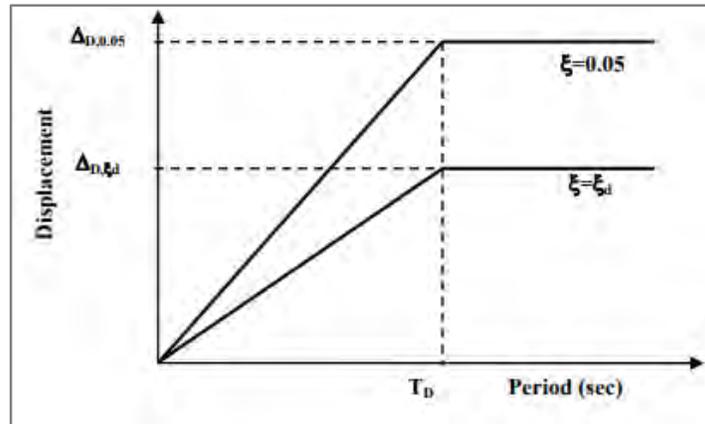


Figura 2.21. Espectro de desplazamientos para un amortiguamiento viscoso equivalente.

Tomado de “Displacement-Based Seismic Design of Structures”, por Priestley et. al., 2007.

La forma del espectro de desplazamientos, mostrado en la figura 2.21, es una aproximación bilineal simple, ya que solo requiere definir un periodo  $T_L$  y un desplazamiento correspondiente a dicho periodo,  $\Delta_{D,0.05}$ . Asimismo, si se asume esa forma del espectro, las demandas de aceleración en los periodos cortos serán mayores que aquellas especificadas en el espectro de aceleraciones normal (Calvi y Sullivan, 2009). Entonces, para solventar este inconveniente, se plantea un límite para la fuerza cortante en la base que corresponda a la platea del espectro de aceleraciones equivalente, comprendida entre los periodos 0 y  $T_L$  :

$$V_b = K_e \Delta_d + C \frac{P \Delta_d}{H_e} \leq 2.5 R_{\xi} \cdot PGA \cdot m_e + C \frac{P \Delta_d}{H_e} \quad (2.36)$$

Donde  $V_b$  es la contante basal de diseño,  $K_e$  la rigidez efectiva,  $\Delta_d$  el desplazamiento de diseño,  $C$  el coeficiente relacionado a efectos P- $\Delta$ ,  $P$  la carga aplicada,  $H_e$  la altura efectiva de la estructura de un grado de libertad equivalente  $R_{\xi}$  el factor de reducción espectral,  $PGA$  la aceleración máxima del suelo y  $m_e$  la masa efectiva de la estructura de 1 GDL.

La expresión anterior supone que en la plataforma del espectro de aceleraciones se alcanza el valor pico de  $2.5PGA$ , donde  $PGA$  corresponde al factor  $Z$  de la Norma E.030, que, a su vez, debe ser modificado por el factor de suelo,  $S$ .

### 2.3.6.4 Desplazamiento de diseño

En el método DDBD, la asignación del desplazamiento de diseño va a depender del estado límite o de la deriva de entrepiso crítica. En el caso de que sea definida por el estado límite, el desplazamiento de diseño corresponderá a un estado denominado control de daños, donde la estructura aun sea reparable. Priestley et. al. (2007) establecen la siguiente expresión para determinar el desplazamiento de diseño,  $\Delta_d$ :

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (2.37)$$

Donde  $m_i$  es la masa del nivel  $i$  y  $\Delta_i$  es el desplazamiento del nivel  $i$ .

El desplazamiento correspondiente a cada nivel se obtiene a partir del perfil de desplazamientos, el cual dependerá del sistema estructural y que será revisado en la sección correspondiente a la metodología. El perfil de desplazamientos considera el primer modo inelástico de la respuesta, caracterizado por la rigidez secante equivalente y por tomar en cuenta la formación de rótulas plásticas (Priestley et. al. 2007).

La ecuación 2.37 no toma en consideración el efecto producido por la torsión en planta. Este fenómeno ocasiona que los desplazamientos sean mayores y sea necesario realizar un ajuste a esta ecuación. En base a esto, es recomendable que la estructura sea lo más regular posible.

### 2.3.6.5 Altura efectiva

La altura efectiva de la estructura equivalente de un solo grado de libertad es la distancia entre el nivel cero y el punto de aplicación de la resultante de las fuerzas laterales. Para estructuras regulares, Méndez (2011) señala que la altura efectiva ( $H_e$ ) puede aproximarse a  $0.6H_n$  para sistemas de pórticos y  $0.7H_n$  para sistemas de muros, siendo  $H_n$  la altura total de la estructura.

Sin embargo, cuando existe una variación entre las masas de cada nivel y las alturas de entrepiso, la expresión para determinar la altura efectiva, según Priestley et. al. (2007) es:

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i H_i)} \quad (2.38)$$

Donde  $m_i$  es la masa del nivel  $i$ ,  $\Delta_i$  el desplazamiento del nivel  $i$  y  $H_i$  la altura del nivel  $i$ .

### 2.3.6.6 Masa efectiva

La masa efectiva ( $m_e$ ) es la masa del sistema semejante de un solo grado de libertad. La masa efectiva corresponde al primer modo inelástico del sistema equivalente. En el caso de estructuras regulares, Priestley et al (2007) señalan que la masa efectiva puede aproximarse a  $0.85m$  para sistemas de pórticos de más de 20 pisos y a  $0.70m$  para sistemas de muros, siendo  $m$  la masa total de la estructura.

Asimismo, cuando existe variación entre las masas de cada nivel, proponen calcular la masa efectiva como:

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d} \quad (2.39)$$

Donde  $m_i$  es la masa del nivel  $i$ ,  $\Delta_i$  el desplazamiento del nivel  $i$  y  $\Delta_d$  el desplazamiento de diseño.

Sería incorrecto incluir el efecto de los modos superiores, que están representados de manera inadecuada en la respuesta inelástica. Es más conveniente incluir la influencia de los modos superiores en el diseño por capacidad (Priestley et. al., 2007)

### 2.3.6.7 Fuerza cortante basal de diseño

La fuerza cortante en la base se determina por el producto de la rigidez secante efectiva  $K_e$  y el desplazamiento de diseño  $\Delta_d$ :

$$V_b = K_e \Delta_d \quad (2.40)$$

Una ventaja del método DDBD es la asignación arbitraria de la resistencia a los diferentes elementos estructurales, lo que permite al diseñador otorgar un comportamiento deseado a los sistemas dúctiles. Esto se debe a que las deformaciones de fluencia, influidas por la geometría de las secciones y la deformación unitaria del acero de refuerzo, son independientes de las resistencias. Por ello, la rigidez de un elemento, dada una geometría, será proporcional a la resistencia nominal asignada a este. Esta misma relación se aplica al sistema en general (Paulay, 2002).

### 2.3.6.8 Ajustes a la “Estructura Sustituta”

En la sección 2.3.6.3 se definió el espectro de desplazamientos de diseño, el cual depende de un valor de desplazamiento máximo,  $\Delta_D$ , y del periodo  $T_L$ . Cuando el desplazamiento de diseño,  $\Delta_d$ , es mayor que el  $\Delta_D$ , zona correspondiente a la plataforma, es necesario ajustar algunos valores de la estructura sustituta. Para el periodo efectivo,  $T_e$ , Calvi y Sullivan (2009) proponen:

$$T_e = T_L \frac{\Delta_d}{\Delta_{D,\xi}} \quad (2.41)$$

Donde  $\Delta_{D,\xi}$  es el desplazamiento máximo correspondiente al amortiguamiento viscoso equivalente.

La razón por la cual se presenta este ajuste es para evitar que se asigne una resistencia baja ante las fuerzas laterales en el diseño, las cuales corresponderían a periodos largos. En ese caso, las deformaciones producto de los modos superiores pueden ser más significativas, lo que resultaría en un posible exceso del nivel de desempeño establecido.

Por otra parte, se debe establecer un valor de rigidez equivalente máximo,  $K_{e,max}$ , ya que en los periodos largos los desplazamientos de demanda son limitados.

$$K_{e,max} = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \cdot \frac{\Delta_{D,el}}{\Delta_d} \quad (2.42)$$

Donde  $m_e$  es la masa efectiva del sistema equivalente de un grado de libertad,  $T_e$  el periodo efectivo del sistema equivalente de 1 GDL,  $\Delta_{D,el}$  el desplazamiento máximo demandado del espectro correspondiente a la respuesta elástica y  $\Delta_d$  el desplazamiento de diseño.

En base a la ecuación 2.42, es posible deducir los valores de la fuerza cortante en la base se reducirá por un factor correspondiente al cociente entre el desplazamiento espectral máximo demandado y el desplazamiento de diseño.

$$V_{b,max} = K_e * \Delta_{D,el} \quad (2.43)$$

La reducción en la fuerza cortante proporciona una consideración simplificada de la plataforma en el espectro de desplazamientos (Calvi y Sullivan, 2009).

Es importante señalar que en la ecuación 2.43 se limita únicamente el valor de la cortante basal, mas no el valor de la rigidez efectiva. Esto implica que se puede alcanzar la fuerza cortante máxima con cualquier valor de rigidez proporcionada por los elementos estructurales resistentes. Sin embargo, se deben establecer secciones coherentes en los elementos estructurales para evitar cuantías de acero elevadas.

### 2.3.7 Diseño por capacidad en el DDBD

El diseño por capacidad en el DDBD sigue las mismas pautas del diseño por capacidad del FBD. Sin embargo, para el DDBD se incluye el efecto producido por los modos superiores de vibración. La ecuación a satisfacer en el diseño por capacidad es:

$$\phi S_D \geq S_R = \phi^\circ \omega_f S_E \quad (2.44)$$

Donde  $\phi$  es el factor de reducción de resistencia,  $S_D$  la resistencia nominal de diseño,  $S_R$  la resistencia confiable,  $\phi^\circ$  el factor de sobre resistencia,  $\omega_f$  el factor de amplificación dinámica que toma en cuenta el efecto de los modos superiores y  $S_E$  la resistencia proporcionada por el análisis DDBD.

En el DDBD, el diseño de los mecanismos plásticos está basado en estimaciones realistas de las resistencias de los materiales, incluyendo el efecto de endurecimiento del acero y el confinamiento en el concreto (Calvi et. al., 2008). Para el diseño por capacidad del DDBD, Priestley et. al., (2007) proponen los siguientes valores para la ecuación 2.44:

- No considerar factor de reducción de resistencia:  $\phi = 1$
- Resistencia característica a compresión del concreto:  $f'_{ce} = 1.1f'_c$
- Resistencia del acero:  $f_{ye} = 1.1f_y$

Si se desea conocer la resistencia máxima a flexión de las rótulas plásticas, proponen:

- No considerar factor de reducción de resistencia:  $\phi = 1$
- Resistencia característica a compresión del concreto:  $f'_{co} = 1.7f'_c$
- Resistencia del acero:  $f_{yo} = 1.3f_y$

En cuanto al factor  $\phi^\circ$ , se puede utilizar de manera conservadora, considerando el efecto de endurecimiento del acero, un valor de  $\phi^\circ = 1.25$ . En caso sea ignorado este efecto, se puede emplear un valor de  $\phi^\circ = 1.6$  (Priestley et. al., 2007).

### 2.3.7.1 Efecto de los modos superiores de vibración

En general, el diseño por capacidad del método DDBD sigue las mismas consideraciones explicadas en el diseño por capacidad del método FBD. Sin embargo, como se mencionó al definir la estructura sustituta, el efecto de los modos superiores de vibración debe ser considerado, por lo que el diseño por capacidad del DDBD incluye este efecto en forma de un factor  $\omega_f$ . Para los distintos sistemas estructurales, Priestley et. al. (2007) proponen:

#### a) Sistema de pórticos de concreto armado:

En el caso de las vigas, el diseño por flexión y por cortante se asemeja al diseño por capacidad explicado para el FBD.

En el caso de las columnas, se siguen las mismas recomendaciones del diseño por capacidad para el FBD. Añadido a esto, el factor de amplificación por efecto de los modos superiores para el diseño por flexión seguirá la siguiente distribución:

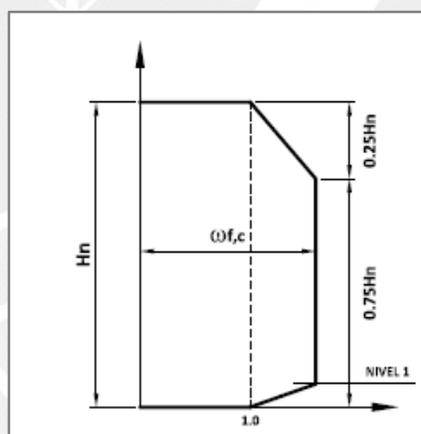


Figura 2.22. Factor de amplificación dinámica para momentos en columnas.

Tomado de "Diseño Sísmico Directo Basado en Desplazamientos, comparado con la Norma NSR-10", por Pérez, 2014.

$$\omega_{f,c} = 1.15 + 0.13(\mu^o - 1) \quad (2.45)$$

$$\omega_{f,t} = 1 \quad (2.46)$$

Donde  $\mu^o$  es la ductilidad reducida correspondiente a la capacidad de sobre resistencia promedio de las rótulas en las vigas. La ductilidad reducida se puede expresar en función de la ductilidad de diseño y del factor de sobre resistencia como:

$$\mu^o = \frac{\mu}{\phi^o} \geq 1 \quad (2.47)$$

El factor de reducción de resistencia por flexión en columnas es igual a  $\phi_f = 0.9$ . El momento flector de diseño para las columnas será:

$$M_u = \phi_f M_n \geq \phi^o \omega_f M_E \quad (2.48)$$

Donde  $M_E$  es el momento flector proveniente del análisis estructural. En cuanto al diseño por corte en columnas, Priestley et. al. (2007) recomiendan la siguiente ecuación, en la cual ya viene incorporada el efecto producido por los modos superiores de vibración:

$$\phi_s V_n \geq \phi^o V_E + 0.1 \mu V_{E,base} \leq \frac{M_t^o + M_b^o}{H_c} \quad (2.49)$$

Donde  $\phi_s$  es el factor de reducción de resistencia por cortante,  $\phi_s = 1$ ,  $V_n$  la fuerza cortante nominal,  $V_E$  la fuerza cortante proveniente del análisis estructural,  $V_{E,base}$  la fuerza cortante proveniente del análisis estructural en la base de la columna,  $\mu$  la ductilidad del sistema,  $M_t^o$  y  $M_b^o$  las resistencias de las columnas en la parte inferior y superior y  $H_c$  la altura de la columna.

#### **b) Muros de concreto armado**

En relación a los muros estructurales de concreto armado, la envolvente de diseño por flexión y por cortante establecen una relación proporcional entre la intensidad y la amplificación dinámica. Esto sugiere que sea necesario incluir la ductilidad de desplazamiento demandada en la ecuación de diseño (Priestley et. al., 2007).

- Envolvente de diseño por capacidad para momentos flectores:

Priestley et al. (2007) presentan una envolvente de diseño bi-lineal definida por la sobre-resistencia en la base,  $\Omega^o M_B$ , la sobre-resistencia a la mitad de la altura total,  $M^o_{0.5H}$ , y por un momento igual a cero en la parte superior del muro. Las siguientes ecuaciones son propuestas:

$$M^o_{0.5H} = C_{1,T} \cdot \phi^o M_B \quad (2.50)$$

Donde  $C_{1,T} = 0.4 + 0.075 T_i \left( \frac{\mu}{\phi^o} - 1 \right) \geq 4$ ,  $T_i$  es el periodo fundamental elástico del muro.

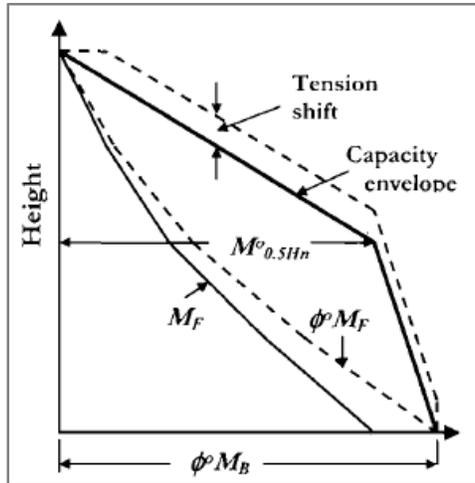


Figura 2.23. Envoltura de diseño de momentos para muros de concreto.

Tomado de "Displacement-Based Seismic Design of Structures", por Priestley et. al., 2007.

Se debe contemplar la influencia de la fuerza axial y el movimiento de los diagramas de momento flector en altura, producto de la tracción diagonal (tension shift) por la interacción flexión-cortante. Este desplazamiento debe ser igual a la longitud del muro entre dos,  $l_w/2$  (Paulay y Priestley, 1993).

- Envoltura de diseño por capacidad para fuerzas cortantes:

Para el diseño a corte por capacidad en la base del muro, Priestley et. al. (2007) proponen:

$$V^o_{base} = \phi^o \omega_v V_{base} \quad (2.51)$$

Donde  $\omega_v = 1 + \frac{\mu}{\phi^o} C_{2,T}$ ,  $C_{2,T} = 0.067 + 0.4(T_i - 0.5) \leq 1.15$ . Para la parte superior del muro, las siguientes expresiones son propuesta:

$$V^o_n = C_3 V^o_{base} \quad (2.52)$$

Donde  $C_3 = 0.9 - 0.3T_i \geq 0.3$ .

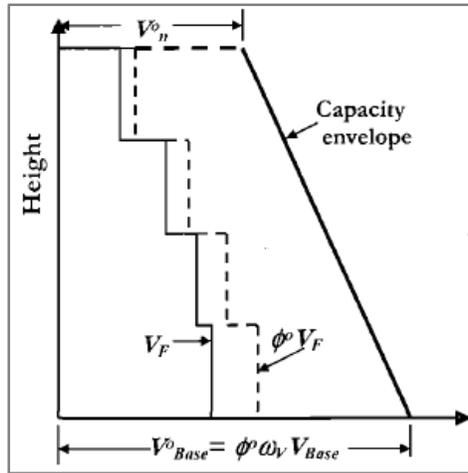


Figura 2.24. Envoltorio de diseño de fuerzas cortantes para muros de concreto armado.

Tomado de "Displacement-Based Seismic Design of Structures", por Priestley et. al., 2007.

El diseño por fuerza cortante debe satisfacer la envoltorio que se muestra en la figura 2.24. Para estimar la cantidad de refuerzo transversal, es recomendable utilizar un valor de  $\phi_v = 0.85$ .

## 2.4 Comparativa entre el método FBD y el método DDBD

En base a lo presentado en este capítulo, se presenta un cuadro comparativo entre ambas metodologías:

Tabla 2.5

Comparativa entre FBD y DDBD.

Método FBD	Método DDBD
<ul style="list-style-type: none"> <li>Método de diseño adecuado para estructuras con comportamiento elástico aproximado ante cargas de gravedad o de viento, inadecuado ante sollicitaciones que impliquen comportamiento inelástico como los movimientos sísmicos.</li> <li>Considera en el análisis la resistencia de los componentes estructurales, la cual es variable en los códigos.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Método de diseño adecuado para estructuras con comportamiento inelástico, generalmente ante sollicitaciones sísmicas.</li> <li>Considera en el análisis la curvatura de fluencia de los elementos estructurales.</li> </ul>

Método FBD	Método DDBD
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Aproxima el comportamiento real de las estructuras para el análisis. El procedimiento está basado en la respuesta elástica, cuando en realidad el comportamiento es inelástico. Requiere análisis computacional para ser preciso.</li> <li>• Utiliza espectros de aceleraciones definidos para un valor del 5% de amortiguamiento, los cuales dependen de la zonificación sísmica, el tipo de suelo y el uso de la estructura. La respuesta se basa en una captura instantánea de la respuesta estructural en el momento que se alcanza la fuerza cortante basal máxima para una estructura elástica equivalente. El espectro no considera la duración de los movimientos sísmicos que resultan ser dependientes del periodo.</li> <li>• El periodo y el desplazamiento son productos del análisis. En muchos casos, requieren ajustes. El desplazamiento puede no cumplir los objetivos de desempeño.</li> <li>• No existe un consenso en cuanto a la definición de la ductilidad, por lo tanto, no se conoce si realmente se alcanzó el valor calculado.</li> <li>• Se considera que todos los elementos estructurales tienen una demanda de ductilidad igual.</li> <li>• Utiliza el diseño por capacidad, alternativo al diseño por resistencia. Sin</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Utiliza espectros de desplazamiento para diferentes niveles de amortiguamiento equivalente, el cual es ajustado por ductilidad lo que lo hace independiente y único para cada estructura. El espectro de desplazamientos, a diferencia del espectro de aceleraciones, se extiende a valores de periodo más altos debido a que el periodo de la estructura sustituta es mayor a la de la estructura elástica. Por ello, se ha definido un desplazamiento máximo, ya que para periodos largos el desplazamiento de la estructura tiende a reducirse.</li> <li>• Considera la respuesta inelástica de la estructura en el análisis. El procedimiento es sencillo de aplicar y no requiere de análisis computacional para ser preciso.</li> <li>• Las demandas de ductilidad en los elementos estructurales pueden ser distintas.</li> <li>• Se parte de un desplazamiento de diseño, el cual está basado en el nivel de desempeño que se quiere cumplir.</li> <li>• En lugar de la ductilidad, se utiliza un amortiguamiento viscoso equivalente. Se puede calcular la ductilidad si es necesario.</li> <li>• Utiliza el diseño por capacidad para cumplir los objetivos de desempeño. Considera los efectos de los modos superiores.</li> </ul>

- 
- embargo, no considera el efecto de los modos superiores.
  - Un mismo sistema estructural, aplica los mismos factores de reducción de la resistencia a todas las estructuras.
  - Utiliza factores de corrección para el amortiguamiento viscoso, independientes para cada estructura.
- 

*Nota:* Elaboración propia.

## **2.5 Análisis Estático No Lineal “Pushover”**

Los movimientos sísmicos ocasionan que una estructura experimente desplazamientos laterales y que los elementos componentes del sistema presenten deformaciones. La importancia de estas deformaciones dependerá de la amplitud del movimiento. Ante pequeñas amplitudes, las deformaciones permanecen en el rango elástico sin evidencia de daños importantes. Si las amplitudes son mayores, las deformaciones incurren en el rango inelástico y se presentan daños considerables en la estructura. Los procedimientos de análisis no lineal proporcionan un mejor acercamiento al resultado global de una estructura sometida a movimientos sísmicos y de la demanda en los elementos que conforman el sistema (Guevara et. al., 2006).

El análisis estático no lineal es una herramienta de aplicación simple y eficiente para evaluar la capacidad y la relación resistencia-deformación de una estructura bajo una distribución de fuerzas inerciales esperadas. Se aplica un patrón de cargas laterales en la estructura, de tal forma que estas incrementan de manera monótonica hasta que la estructura llegue a su máxima capacidad. Este procedimiento permite reconocer diversas etapas del comportamiento estructural como la secuencia del agrietamiento, la cedencia y el fallo de los elementos, el estado límite de servicio y la historia de deformaciones y fuerzas cortantes en la estructura representados por la curva de capacidad (Bonnett, 2003).

La determinación de la curva de capacidad de una estructura dependerá del tipo de distribución de fuerzas laterales. Esta distribución es probable que sea de tipo constante, lineal, parabólica, etc. Debido a que no existe una única distribución de las fuerzas laterales, es posible utilizar dos tipos de distribuciones diferentes. La curva de capacidad será obtenida por medio de la envolvente de las distribuciones elegidas (Fajfar, 2000).

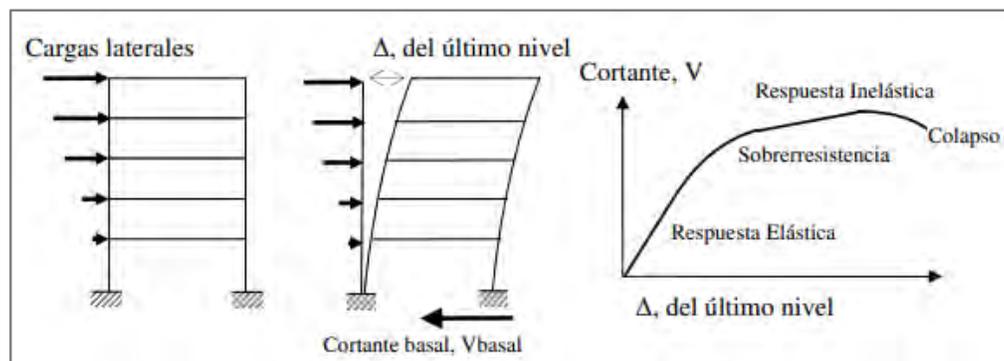


Figura 2.25. Procedimiento del Análisis Estático No Lineal. (Arango et. al., 2009).

Tomado de “Propuesta Metodológica para la Evaluación de Desempeño Estructural de una Estantería Metálica”, por Arango y Duque, 2009.

### 2.5.1 Características del análisis estático no lineal “Pushover”

Choque y Luque (2019) resaltan las características más primordiales del análisis estático no lineal “Pushover”:

- Representa la estructura original de varios grados de libertad mediante otra estructura equivalente de un grado de libertad.
- Obtiene la curva de capacidad de la estructura.
- Calcula y evalúa la ductilidad del sistema.
- Identifica el orden y secuencia de la formación de los mecanismos plásticos, la fisuración, la fluencia y la falla de los componentes. Asimismo, permite determinar el desempeño alcanzado por la estructura.

### 2.5.2 Limitaciones del análisis estático no lineal “Pushover”

Bonnett (2003) resalta algunas limitaciones del método que no deben ser ignoradas al momento de aplicar el análisis y en la interpretación los resultados:

- El daño estructural es función de la deformación y de la disipación de energía. El “Pushover” no considera los efectos de la acumulación y la disipación de energía,

únicamente toma en cuenta las deformaciones laterales como causantes de daño estructural.

- El análisis “Pushover”, al considerar únicamente la energía de deformación del sistema, puede ignorar la energía cinética y la energía de amortiguamiento viscoso. Estas últimas están relacionadas a las fuerzas dinámicas.
- No se consideran efectos de torsión en un análisis “Pushover” al evaluarse el análisis solo en dos direcciones.
- Las cargas sísmicas verticales son despreciadas. Solo se considera el patrón de cargas sísmicas laterales.
- El análisis “Pushover” no considera los cambios en las propiedades modales que ocurren de manera progresiva cuando la estructura experimenta cedencia no lineal cíclica ante un movimiento sísmico.

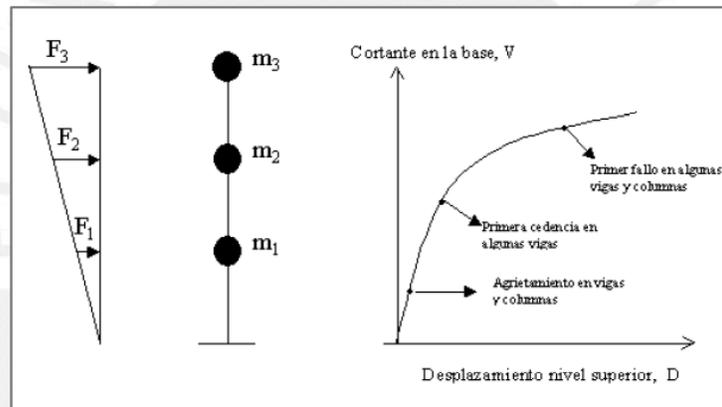


Figura 2.26. Descripción general del análisis estático no lineal.

Tomado de “Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada”, por Bonnett, 2003.

### 2.5.3 Curva de capacidad

Expresa la correlación del desplazamiento en el punto más alto de la estructura entre la fuerza cortante en la base. En general, la curva de capacidad es realizada en base a la influencia del primero modo de vibración, en caso el periodo sea menor a 1. En estructuras que presentan periodos mayores a 1, la influencia de los modos superiores debe ser tomada en consideración, ya que, para estos periodos, las estructuras son más flexibles.

### 2.5.3.1 Ductilidad

La capacidad de deformación de las estructuras, sus componentes y los materiales que las componen más allá del rango lineal-elástico sin evidencia de pérdida de resistencia se define como ductilidad. La ductilidad en elementos de concreto armado es posible debido al aporte del acero de refuerzo, lo que permite alcanzar deformaciones grandes pasado el límite elástico.

La ductilidad de la estructura se puede obtener de la curva de capacidad, relacionando el desplazamiento último  $\delta_u$  y el desplazamiento de fluencia  $\delta_y$  mediante la siguiente expresión:

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (2.53)$$

### 2.5.3.2 Sobrerresistencia

Al igual que la ductilidad, la sobrerresistencia es una condición que la curva de capacidad puede utilizarse para estimarla. Esta se define como el incremento en la capacidad de resistir cargas más allá del límite elástico que tienen las estructuras.

El cálculo de la sobrerresistencia de una estructura es mediante el cociente entre la fuerza cortante última  $V_u$  y la fuerza cortante de diseño  $V_{dis}$ . Asimismo, el sismo puede demandar una sobrerresistencia en la estructura que se calcula como el cociente entre la fuerza cortante impuesta por el movimiento  $V_d$  y la fuerza cortante de fluencia  $V_{dis}$ .

$$SR_e = \frac{V_u}{V_{dis}} \quad SR_d = \frac{V_d}{V_{dis}} \quad (2.54)$$

### 2.5.4 Estimación del punto de desempeño

Es necesario en la ingeniería civil estimar el punto de desempeño a la hora de diseñar las estructuras, evaluar y reparar las existentes, así como a la hora de analizar la vulnerabilidad y los daños sísmicos. (Bonnett, 2003). Este punto representa el máximo desplazamiento que alcanzará la estructura para un determinado movimiento sísmico. Asimismo, ahora es posible llevar a cabo un análisis más exhaustivo del comportamiento de las estructuras ante los movimientos sísmicos mediante el punto de desempeño y se puede aumentar la seguridad de la estructura sin mucho gasto.

Existen diversos métodos para poder estimar el punto de desempeño de una estructura. De todos ellos, el Método del Espectro de Capacidad (MEC) y el Método de Coeficientes son

los más difundidos, ya que son sencillos de aplicar y se guían de valores expuestos en FEMA 356, FEMA 440 y ASCE 41-13.

#### **2.5.4.1 Método del Espectro de Capacidad (MEC)**

El método del espectro de capacidad (MEC) fue desarrollado al principio por Freeman et. al. (1975). Es considerado un método sencillo, ya que estima el punto de desempeño de una estructura de manera gráfica. El MEC representa de forma aproximada la no linealidad estructural mediante la substitución del sistema no lineal por otro lineal equivalente, basándose en los pasos del análisis modal. Estos procedimientos tienen validez únicamente en estructuras que se comportan linealmente; sin embargo, su aplicación en estructuras de comportamiento no lineal, proporciona una buena aproximación del sistema por el uso de sus propiedades lineales efectivas (Guevara et. al., 2006).

El MEC, al ser un método gráfico, permite una evaluación visual del comportamiento de una estructura ante los movimientos sísmicos. La capacidad de la estructura se representa mediante la curva fuerza-desplazamiento, obtenida del análisis “Pushover”. Las fuerzas cortantes en la base y los desplazamientos laterales se convierten a un espectro de aceleraciones y a un espectro de desplazamientos de un sistema equivalente de un grado de libertad, respectivamente. Estos espectros definen el espectro de capacidad. Las demandas del movimiento sísmico son definidos por un espectro elástico de amortiguamiento histerético y son expresadas mediante un espectro en formato  $S_a$  vs  $S_d$  (aceleración espectral vs desplazamiento espectral). Los periodos son representados mediante líneas radiales que salen desde el origen de coordenadas del espectro. El punto de desempeño se determina superponiendo el espectro de capacidad y el espectro de demanda (Fajfar, 1999).

##### **a) Espectro de capacidad**

Para obtener el espectro de capacidad, se necesita conocer la curva de capacidad de la estructura, la cual se obtiene mediante del análisis “Pushover” para varias cargas laterales adicionales. La curva de capacidad está compuesta por líneas rectas con pendientes decrecientes, relacionadas a la degradación de la rigidez durante un movimiento sísmico, al colapso de los elementos y, en general, al daño.

Como explica Fajfar (1999), la curva de capacidad obtenida se lleva a un espectro en formato  $S_a$  vs  $S_d$ . Este espectro es conocido como el espectro de capacidad. Cada punto de la

curva de capacidad ( $V_{oi}, \Delta_{ni}$ ) corresponde a un punto en el espectro de capacidad ( $S_{di}, S_{ai}$ ). Esta conversión se realiza mediante las siguientes expresiones:

$$S_{di} = \frac{\Delta_{ni}}{\beta_i \varphi_{1,n}} \quad S_{ai} = \frac{V_{oi}}{\alpha_1} \quad (2.55)$$

Donde  $S_{di}$  es el desplazamiento espectral,  $\Delta_{ni}$  el desplazamiento lateral del nivel  $i$ ,  $\beta_i$  el factor de participación del modo fundamental de vibración,  $\varphi_{1,n}$  la amplitud en el nivel  $n$  del modo fundamental de vibración,  $S_{ai}$  la aceleración espectral,  $V_{oi}$  la fuerza cortante en el nivel  $i$  y  $\alpha_1$  la masa modal del modo fundamental de vibración.

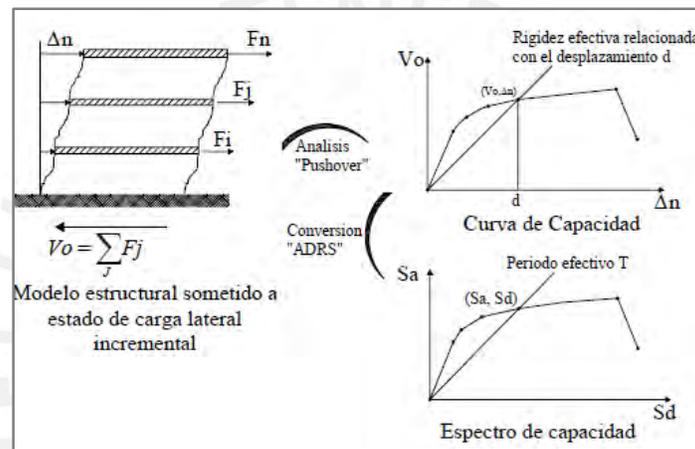


Figura 2.27. Obtención del espectro de capacidad.

Tomado de "Evaluación de la Capacidad Estructural del Edificio de la Biblioteca de Ingenierías y Arquitectura, utilizando Análisis Estático No Lineal (Pushover)", por Guevara et. al., 2006.

Los periodos efectivos,  $T'$ , relacionados a cada desplazamiento espectral, están representados por líneas que son trazadas desde el origen de coordenadas y que tienen pendiente  $\omega'^2$ . Se pueden determinar mediante:

$$T' = \frac{2\pi}{\omega'^2} \quad (2.56)$$

Donde  $\omega'$  es la frecuencia circular correspondiente a la respuesta efectiva del sistema cuando este es deformado hasta dicho desplazamiento espectral.

## b) Espectro de demanda

La demanda del movimiento sísmico es caracterizada mediante el espectro de respuesta elástico correspondiente a un amortiguamiento del 5%. Este espectro se convierte a un formato  $S_a$  vs  $S_d$  ( $S_a$  se expresado en función de la aceleración de la gravedad  $g$ ), dando origen al espectro de demanda. Cada punto del espectro de respuesta ( $S_{ai}, T_i$ ) corresponde a un punto del espectro de demanda ( $S_{ai}, S_{di}$ ), mediante:

$$S_{di} = S_{ai} \cdot g \cdot \frac{T_i^2}{4\pi^2} \quad (2.57)$$

Donde  $T_i$  es el periodo y  $g$  la aceleración de la gravedad.

El espectro de demanda de manera gráfica representa la aceleración de respuesta máxima respecto a un valor de desplazamiento máximo, definidos para un amortiguamiento y periodo dados. Cabe destacar que los valores máximos corresponden a valores pseudo-espectrales siempre y cuando los valores de amortiguamiento sean pequeños (Guevara et al., 2006). Es necesario ajustar el espectro de demanda para un valor de amortiguamiento correspondiente al nivel de deformaciones esperado. Esto quiere decir que el espectro de demanda se reduce a otro caracterizado por un amortiguamiento viscoso equivalente ( $\beta_{eq}$ ).

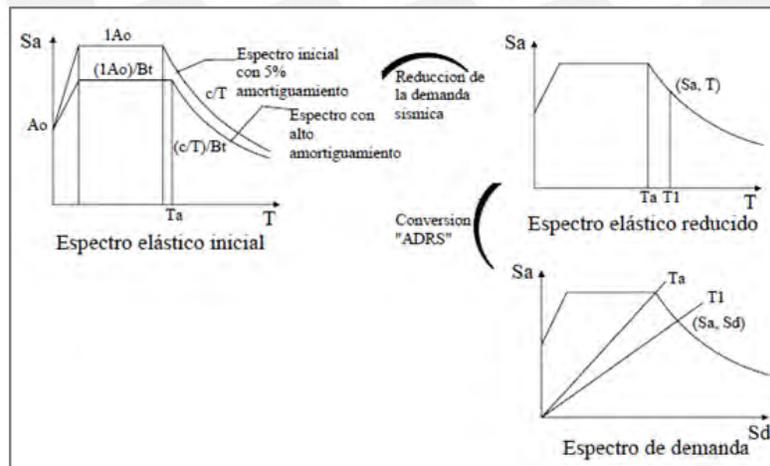


Figura 2.28. Obtención del espectro de demanda.

Tomado de "Evaluación de la Capacidad Estructural del Edificio de la Biblioteca de Ingenierías y Arquitectura, (Pushover)", por Guevara et. al., 2006.

### c) Estimación de la respuesta sísmica máxima

La respuesta máxima se obtiene superponiendo el espectro de capacidad y el espectro de demanda. La intersección de ambos genera el punto de desempeño ( $A, d$ ) en donde la demanda y la capacidad son igualadas. Las respuestas estructurales corresponden a los modos fundamentales de vibración y son expresadas en modos de la pseudo-aceleración y el pseudo-desplazamiento espectral relacionado al desplazamiento lateral máximo. El desplazamiento,  $\Delta_n$ , y la fuerza cortante basal,  $V_o$ , se determinan mediante:

$$\Delta_{ni} = d\beta_i\phi_{1,n} \quad V_{oi} = A\alpha_1 \quad (2.58)$$

El punto de desempeño debe cumplir con dos características: Debe de situarse sobre el espectro de capacidad para establecer un desplazamiento y debe de situarse sobre el espectro de demanda reducido. En la mayoría de los casos, para establecer el punto de desempeño es necesario realizar un proceso iterativo de ensayo y error, para satisfacer las condiciones establecidas. Además, se realizaron operaciones para estandarizar y simplificar este proceso (ATC, 1996).

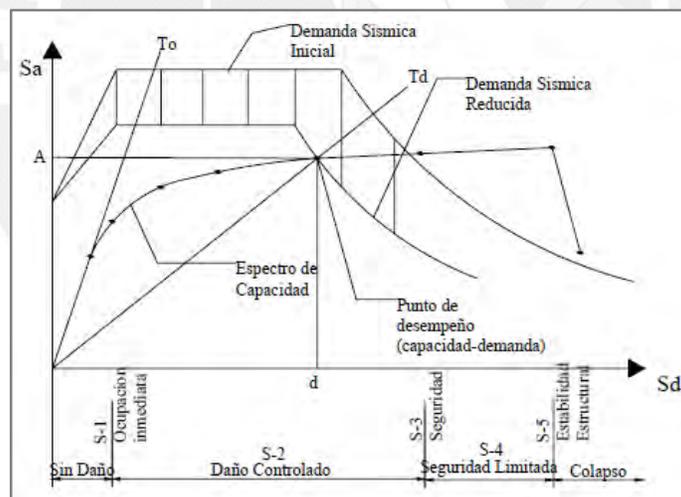


Figura 2.29. Espectro de capacidad-demanda.

Tomado de "Evaluación de la Capacidad Estructural del Edificio de la Biblioteca de Ingenierías y Arquitectura (Pushover)", por Guevara et. al., 2006.

### 2.5.5 Evaluación del desempeño y criterios de aceptación

El siguiente paso es verificar si la estructura alcanza los objetivos de desempeño o estados límite deseados. Para ello, se debe comparar los límites establecidos y el punto de desempeño obtenido mediante el análisis "Pushover" y algún método descrito en este capítulo. En el

apartado 2.3.3 de definieron los niveles y objetivos de desempeño estructural, no estructural y global según ASCE 41-13. La curva de capacidad se utiliza para evaluar el desempeño, la cual se sectoriza teniendo en cuenta los niveles de desempeño mencionados. El criterio de sectorización propuesto por ASCE 41-13 es:

- **Para componentes estructurales:**

- Ocupación inmediata: Se evidencia daño permanente, pero no excede a 0.67 veces el límite establecido para el nivel de Seguridad de Vida.
- Seguridad de Vida: Abarca hasta 0.75 veces el valor del punto C de la figura 2.30.
- Prevención del Colapso: Definido por el punto C de la figura 2.30, pero no debe exceder 0.75 veces la deformación del punto E.

- **Para componentes no estructurales:**

- Seguridad de Vida: Abarca hasta 0.75 veces el valor del punto E de la figura 2.30.
- Prevención del Colapso: Hasta el punto E de la figura 2.30.

El desplazamiento obtenido en el “Pushover” se ubica en la curva de capacidad sectorizada. El punto se encontrará en un rango que corresponde a un determinado nivel de desempeño. Así, se determina el nivel de desempeño y ubica en la matriz de objetivos presentada en la sección 2.3.3. Se estima que la estructura tiene las especificaciones de rendimiento, si es que se ubica en el rango correspondiente de acuerdo a su importancia.

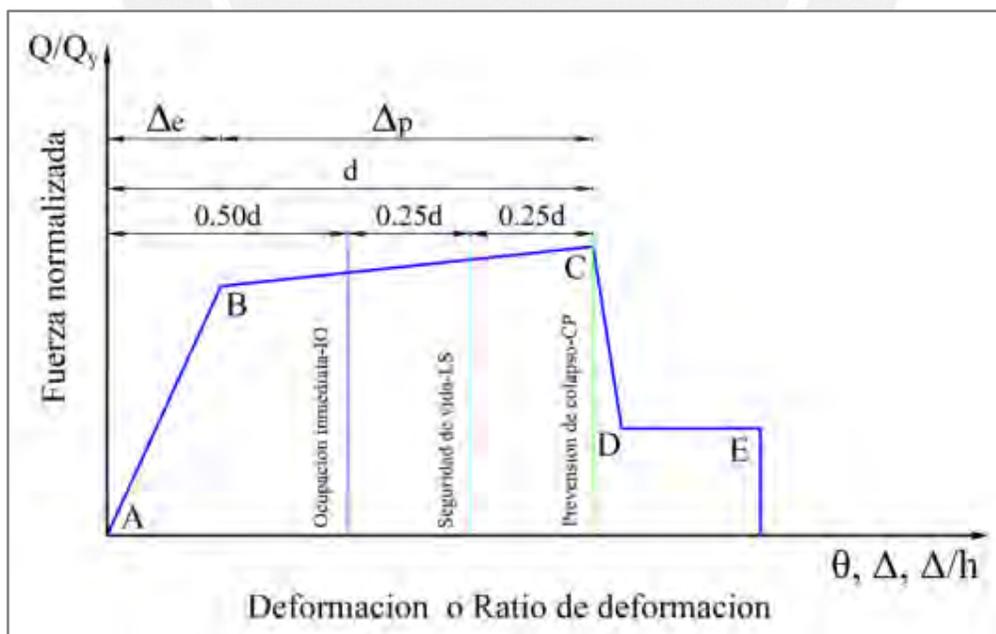


Figura 2.30. Sectorización de la curva de capacidad según distintos niveles de desempeño.

Tomado de “ASCE 41-13”, 2013.

## Capítulo III: Metodología

La metodología a seguir en la investigación se resume en tres etapas:

En la primera etapa, se detalla paso a paso la aplicación del FBD en base a la Norma E.030. Como primer paso, se revisará el plano de estructuras para identificar la disposición de los elementos estructurales y sus respectivas dimensiones. Luego, se modelará la estructura en un software, donde serán asignadas las propiedades de los materiales a utilizar y la geometría de las secciones de los distintos elementos estructurales. Seguido a ello, es necesario definir ciertos parámetros para el análisis sísmico según la Norma E.030, como masa sísmica, casos modales, espectro de diseño, etc. Con los parámetros definidos, se procede al análisis sísmico estático y al análisis dinámico modal espectral, en los cuales se obtendrá la cortante en la base y, si es necesario, se realizará un escalamiento de este valor; además, se verificará que se cumplan las derivas de entrepiso según el material predominante (concreto armado). Finalmente, mediante el software, se consiguen las fuerzas en los distintos elementos estructurales y se realizará el diseño por capacidad de una viga, una columna y un muro estructural.

En segunda etapa, el procedimiento se describe detalladamente, de diseño bajo el método DDBD, según las sugerencias hechas por Priestley et. al. (2007). Las expresiones necesarias para el análisis serán definidas. A continuación, se procederá a realizar el análisis estructural y la distribución de las fuerzas entre los distintos elementos estructurales. Para culminar, el diseño por capacidad de una viga, una columna y un muro estructural será presentado.

En la tercera etapa, se calculará y predecirá el punto de rendimiento de la estructura. Para ello, se realizará un Análisis Estático No Lineal o “Pushover” para obtener la curva de capacidad de la estructura. Este análisis será hecho en un software, donde se modificarán las características físicas de los elementos estructurales, el detalle del refuerzo y se definirá la forma de la distribución de fuerzas laterales. Luego, el método del espectro de capacidad permitirá obtener el punto de desempeño mediante la superposición del espectro de capacidad, obtenido de la curva de capacidad, y el espectro de demanda, obtenido del espectro de diseño reducido.

### 3.1 Procedimiento del FBD según la Norma E.030

El procedimiento de diseño sísmico FBD aplicando la Norma E.030 es ampliamente conocido y divulgado. En esta sección solo se mostrará una secuencia paso a paso de su

aplicación. En general, la Norma E.030 se basa en ciertos parámetros para obtener la fuerza cortante en la base. Estos parámetros son la zonificación sísmica, el uso de la edificación a lo largo de su vida útil, las condiciones geomorfológicas del terreno donde se va a cimentar, la amplificación dinámica en lo alto de la estructura y un factor de reducción de la resistencia que depende del mecanismo estructural.

El procedimiento de aplicación del FBD según la Norma E.030 es:

1. Definir el parámetro de zonificación sísmica  $Z$ . El territorio peruano se divide en 4 zonas sísmicas, a las cuales se les asigna un valor de  $Z$  que es mayor mientras más cercano a la costa se esté. Este factor se puede interpretar como la máxima aceleración horizontal en un suelo rígido con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años.
2. Definir el parámetro de sitio  $S$ , y los periodos  $T_p$  y  $T_L$ . Con estos parámetros se busca tomar en cuenta las condiciones del terreno en la cual se va a cimentar y son obtenidos a partir del Estudio de Mecánica de Suelos (EMS).
3. Definir el factor de amplificación sísmica  $C$ , el cuál se interpreta como la amplificación de la aceleración en la estructura respecto a la aceleración en la base. Este factor dependerá de los parámetros de sitio definidos para el proyecto y del periodo de la estructura  $T$ .
4. Definir el factor uso de la edificación  $U$ , el cual toma en cuenta el uso o importancia que tendrá la estructura durante su vida útil.
5. Seleccionar el coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmica  $R_o$  dependiendo del sistema estructural predominante. Este factor puede asumirse inicialmente, pero debe ser corroborado luego del análisis sísmico.
6. Identificar las distintas irregularidades en planta ( $I_a$ ) y en altura ( $I_p$ ) que posea la estructura. En caso no exista ninguna irregularidad, la estructura califica como regular y los factores tendrán un valor unitario. En caso la estructura califique como irregular se seleccionan valores de acuerdo al tipo de irregularidad, si se presenta más de una, se elige el valor más crítico.
7. Calcular el coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas ( $R$ ) mediante los factores  $R_o$ ,  $I_a$ ,  $I_p$ . Se determina mediante la siguiente expresión:

$$R = R_o \cdot I_a \cdot I_p \quad (3.1)$$

8. Establecer el peso sísmico para el análisis en base a partir de la clasificación a la que pertenece la estructura. El peso sísmico se toma como el 100% de la carga muerta y un porcentaje de la carga viva (25% para viviendas y oficinas).
9. Realizar el análisis sísmico estático tomando en cuenta todos los parámetros hallados en los pasos anteriores. La fuerza cortante basal estática se halla mediante:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \cdot P \quad (3.2)$$

Existen limitaciones al análisis sísmico estático, por lo que es más común realizar un análisis de dinámica modal espectral que un análisis convencional. Este análisis toma en cuenta los distintos modos de vibración de la estructura, combinando sus respuestas para hallar una única solución. En la práctica, este análisis por su complejidad es realizado mediante software. Los pasos restantes para completar el análisis son:

10. Definir para cada una de las direcciones el espectro inelástico de pseudo-aceleraciones mediante:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g \quad (3.3)$$

11. Obtener la fuerza de corte que actúa sobre la base dinámica a través de un software de computadora. Se deben ingresar los parámetros requeridos en el programa que se esté usando.
12. Definir la fuerza cortante mínima. La fuerza cortante en la base calculada en el análisis dinámico debe ser mayor que el 80% de la fuerza cortante estática en el caso de estructuras regulares y mayor que el 90% en el caso de estructuras irregulares.
13. En caso la fuerza dinámica no cumpla el criterio del paso 12, se debe realizar un escalamiento. La fuerza escalada corresponderá a la de diseño.
14. Verificar la respuesta de desplazamientos y derivas de la edificación. En estructuras de concreto armado, la deriva máxima permitida es de 7%. Si no se cumple con este valor, se debe rigidizar en la dirección desfavorable.
15. Con las fuerzas finales de diseño sísmico y las combinaciones de carga de la Norma E.060, se diseñan los distintos elementos estructurales. Para este trabajo el diseño se realizará por capacidad de acuerdo con el precedente establecido en el capítulo 21 de dicha norma.

### 3.2 Procedimiento de diseño bajo el método DDBD

Para el diseño bajo el método DDBD, se seguirá el procedimiento propuesto por Priestley et. al. (2007). La metodología desarrollada es simple. En los primeros pasos se asigna la fuerza cortante que tomarán los elementos verticales resistentes. A continuación, es necesario establecer un nivel de desempeño deseado, así como especificar el desplazamiento del diseño. En los siguientes pasos se asignan las propiedades de la estructura sustituta equivalente y se determina la cortante en la base de estructura. Finalmente, se realiza el análisis estructural distribuyendo las fuerzas en los diferentes elementos componentes del sistema y se diseña por capacidad.

#### 3.2.1 Asignación de fuerzas cortantes en los elementos verticales

La fuerza cortante en la base,  $V_{base}$ , se distribuirá en proporciones distintas entre las columnas y las placas. A las columnas les corresponderá una fuerza  $V_F$ , mientras que a las placas una fuerza  $V_W$ . Las fracciones correspondientes a cada una se muestran a continuación:

$$V_F = \beta_F \cdot V_{base} \quad (3.4)$$

$$V_W = (1 - \beta_F)V_{base} \quad (3.5)$$

#### 3.2.2 Altura de inflexión de las placas (Hcf)

La altura del punto de inflexión de las placas se obtiene a partir de la distribución de fuerzas en altura. Debido a que no se conocen aún las fuerzas laterales en cada nivel, se debe asignar un valor unitario a la fuerza cortante en la base y distribuir esta fuerza en los niveles de la estructura. La distribución en altura de las fuerzas está dada por:

$$F_i = V_b \cdot \frac{m_i h_i}{\sum_{i=1}^n m_i h_i} \quad (3.6)$$

Después de establecer las fuerzas laterales en cada nivel, se determinan sus respectivas fuerzas cortantes,  $V_i$ . Esto se halla sumando las fuerzas laterales de los niveles superiores donde se quiere conocer la fuerza cortante ( $V_i = \sum F_i$ ). En cada nivel, las fuerzas cortantes laterales generan momentos volcantes,  $M_{vol.i}$ .

A la fuerza cortante total  $V_{Ti}$ , se le resta la fuerza cortante correspondiente a las columnas  $V_{Fi}$ , calculada mediante la proporción de distribución de fuerzas en los elementos verticales

definida al inicio, y se obtiene la fuerza cortante en las placas,  $V_{wi}$ , para cada nivel. Las fuerzas cortantes  $V_{wi}$  generan momentos flectores en las placas  $M_{wi}$ , cuya distribución en altura permite definir el punto de inflexión  $H_{CF}$ . En la altura donde la distribución de momentos flectores  $M_{wi}$  cambia de signo, se presenta el punto de inflexión  $H_{CF}$ .

### 3.2.3 Perfil de desplazamientos de fluencia ( $\Delta_{yi}$ )

El perfil de desplazamientos de fluencia está gobernado por la distribución de momentos en los muros de concreto armado. Asimismo, estará influenciado por la curvatura de fluencia,  $\varphi_{yw}$ , de los mismo. La curvatura de fluencia de los muros está definida por:

$$\varphi_{yw} = \frac{2\varepsilon_y}{l_w} \quad (3.7)$$

Donde  $\varepsilon_y$  es la deformación unitaria de fluencia del acero y  $l_w$  es la longitud del muro.

Podrá usarse en 3.7 el valor de 1.5 en lugar de 2, si existen muros en forma de “T”, “L” o “C”. El perfil de desplazamientos de fluencia se define por:

$$H_i \leq H_{CF}: \quad \Delta_{yi} = \varphi_{yw} \left( \frac{H_i^2}{2} - \frac{H_i^3}{6H_{CF}} \right) \quad (3.8)$$

$$H_i > H_{CF}: \quad \Delta_{yi} = \varphi_{yw} \left( \frac{H_{CF}H_i}{2} - \frac{H_{CF}^2}{6} \right) \quad (3.9)$$

Donde  $H_i$  es la altura del nivel  $i$  y  $H_{CF}$  la altura de inflexión.

### 3.2.4 Perfil de desplazamientos de diseño ( $\Delta_{di}$ ) y desplazamiento de diseño ( $\Delta_d$ )

Antes de establecer el perfil de desplazamientos de diseño, se debe conocer si el diseño está controlado por la deformación máxima en los muros o por las derivas de la norma. A continuación, se presentan ambos casos:

#### a) Cuando gobierna la deformación máxima de los muros

Inicialmente, se debe conocer la curvatura límite o la capacidad de rotación última del muro,  $\varphi_{dc}$ , dada por:

$$\varphi_{dc} = \frac{0.072}{l_{we}} \quad (3.10)$$

Donde  $l_{we}$ : Longitud de la placa. Seguido a ello, se calcula la longitud de penetración por deformación,  $L_{SP}$ . Esta longitud dependerá del esfuerzo de fluencia esperado del acero ( $f_{ye} = 1.1f_y$ ) y del diámetro de la varilla de refuerzo longitudinal a utilizar,  $d_{bl}$ .

$$L_{SP} = 0.022f_{ye}d_{bl} \quad (3.11)$$

Luego, se determina la longitud de la rótula plástica,  $L_P$ , la cual dependerá de la altura de inflexión,  $H_{CF}$ , y de una constante  $k$ :

$$L_P = kH_{CF} + 0.1l_{we} + L_{SP} \quad (3.12)$$

$$k = 0.2 \left( \frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \leq 0.08 \quad (3.13)$$

Finalmente, la deriva correspondiente a la deformación máxima de las placas,  $\theta_{CF}$ , se obtiene tomando en cuenta la altura de inflexión,  $H_{CF}$ , la longitud de las rótulas plásticas,  $L_P$ , y las curvaturas de fluencia y última de los muros:

$$\theta_{dn} = \varphi_{yw} \frac{H_{CF}}{2} + (\varphi_{dc} - \varphi_{yw})L_P \quad (3.14)$$

#### b) Cuando gobierna la deriva del código

La deriva del código,  $\theta_{CD}$ , se establece dependiendo del nivel de desempeño que desea alcanzar en la estructura. Se requiere modificar por un factor la deriva de diseño para tomar en cuenta el aporte de los modos superiores. Este factor vendrá dado por:

$$\omega_\theta = \left[ 1 - \left( \frac{n-5}{100} \right) \left( \frac{M_{vol,f}}{M_{vol}} + 0.25 \right) \right] \quad (3.15)$$

Si la deriva del código gobierna el diseño, es decir que  $\theta_{CD} > \theta_{CF}$ , el perfil de desplazamientos de diseño será definido por:

$$\Delta_{di} = \Delta_{yi} + \left( \theta_{CD} - \frac{\varepsilon_y H_{CF}}{l_{we}} \right) H_i \quad (3.16)$$

Si la deriva de los materiales gobierna el diseño:

$$\Delta_{di} = \Delta_{yi} + \left( \varphi_{dc} - \frac{2\varepsilon_y}{l_{wm}} \right) L_p H_i \quad (3.17)$$

El desplazamiento de diseño de la estructura sustituta se obtiene mediante:

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_{di}^2}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_{di}} \quad (3.18)$$

### 3.2.5 Altura efectiva ( $H_e$ )

La altura efectiva de la estructura sustituta equivalente es:

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_{di} H_i}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_{di}} \quad (3.19)$$

### 3.2.6 Masa efectiva ( $m_e$ )

La masa efectiva de la estructura sustituta equivalente es:

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_{di}}{\Delta_d} \quad (3.20)$$

### 3.2.7 Amortiguamiento viscoso equivalente ( $\xi_{sis}$ )

El amortiguamiento viscoso equivalente correspondiente a la estructura sustituta,  $\xi_{sis}$ , incluirá el amortiguamiento proporcionado por el sistema de pórticos,  $\xi_f$ , y por el sistema de muros,  $\xi_w$ .

#### a) Sistema de pórticos

Inicialmente se establece la deriva de fluencia de los pórticos,  $\theta_{y,f}$ . Este valor dependerá de la deformación unitaria del acero ( $\varepsilon_y = \frac{f_{ey}}{E}$ ), y de la longitud  $l_b$  y peralte  $h_b$  de las vigas. Se calcula mediante:

$$\theta_{y,f} = 0.5\varepsilon_y \frac{l_b}{h_b} \quad (3.21)$$

A continuación, se determina la ductilidad del sistema de pórticos,  $\mu_f$ . Para el cálculo, es necesario conocer el desplazamiento de diseño  $\Delta_d$ , la deriva de fluencia  $\theta_{y,f}$  y la altura equivalente de la estructura sustituta  $H_e$ .

$$\mu_f = \frac{\Delta_d}{\theta_{y,f} H_e} \quad (3.22)$$

Finalmente, el amortiguamiento correspondiente al sistema de pórticos es:

$$\xi_f = 0.05 + 0.565 \left( \frac{\mu_f - 1}{\mu_f \pi} \right) \quad (3.23)$$

### b) Sistema de muros

La ductilidad del sistema de muros,  $\mu_w$ , está definida por el desplazamiento de diseño de la estructura sustituta  $\Delta_d$  y por el perfil de desplazamientos de fluencia  $\Delta_{yw}$ .

$$\mu_w = \frac{\Delta_d}{\Delta_{yw}} \quad (3.24)$$

El amortiguamiento correspondiente a este sistema es:

$$\xi_w = 0.05 + 0.444 \left( \frac{\mu_w - 1}{\mu_w \pi} \right) \quad (3.25)$$

La expresión propuesta para determinar el amortiguamiento viscoso equivalente del sistema es la siguiente:

$$\xi_{sis} = \frac{\xi_w M_{vol,w} + \xi_f M_{vol,f}}{M_{vol}} \quad (3.26)$$

Donde  $M_{vol,w}$  es el momento volcante en los muros,  $M_{vol,f}$  es el momento volcante en los pórticos y  $M_{vol}$  es el momento volcante del sistema, definido por:  $M_{vol} = M_{vol,w} + M_{vol,f}$

### 3.2.8 Espectro inelástico de desplazamientos

El espectro inelástico de desplazamientos para un amortiguamiento del 5% se origina a partir del espectro inelástico de pseudo-aceleraciones de la Norma E.030. El espectro generado se debe escalar al valor de amortiguamiento viscoso equivalente determinado. Para ello, se

calcula el factor de corrección por amortiguamiento  $R_\xi$  para sitios cercanos al epicentro mediante:

$$R_\xi = \left( \frac{0.07}{0.02 + \xi} \right)^{0.25} \quad (3.27)$$

Cada valor del espectro de desplazamientos para un amortiguamiento del 5% es multiplicado por el factor de corrección y se obtiene el valor correspondiente para un amortiguamiento distinto.

### 3.2.9 Periodo efectivo ( $T_e$ )

El periodo efectivo  $T_e$  se puede obtener de manera directa ingresando al espectro inelástico de desplazamientos, escalado al amortiguamiento deseado, con el desplazamiento de diseño  $\Delta_d$  y leer el valor del periodo correspondiente. Matemáticamente, este proceso se puede expresar como:

$$T_e = \Delta_d \frac{T_c}{\Delta_c R_\xi} \quad (3.28)$$

Donde  $T_c$  es el periodo correspondiente a un amortiguamiento del 5% y  $\Delta_c$  es el desplazamiento de esquina del espectro de desplazamientos.

### 3.2.10 Rigidez efectiva ( $K_e$ )

Para la estructura sustituta, el valor de la rigidez efectiva se determina mediante:

$$K_e = 4\pi^2 \frac{m_e}{T_e^2} \quad (3.29)$$

### 3.2.11 Cortante basal

La cortante en la base se calcula como:

$$V_b = K_e \Delta_d \quad (3.30)$$

En caso se requiera un ajuste a la cortante basal debido a que los pórticos permanezcan en el rango elástico, el déficit de fuerza cortante se expresa por:

$$\Delta F = F_F \left( 1 - \frac{\Delta_d}{\Delta_{yF}} \right) \quad (3.31)$$

Donde  $F_F$  es la fuerza cortante del sistema de pórticos y  $\Delta_{yF}$  es el desplazamiento de fluencia del sistema de pórticos. La cortante basal corregida será:

$$V_{b,corr} = V_b(1 + \Delta F) \quad (3.32)$$

### 3.2.12 Distribución de la fuerza cortante en la altura

Se distribuye la fuerza cortante en los distintos niveles de la estructura mediante:

$$F_i = V_b \cdot \frac{m_i h_i}{\sum_{i=1}^n m_i h_i} \quad (3.33)$$

### 3.2.13 Diseño por capacidad

#### 2.6.13.1 Diseño por capacidad de vigas

Las vigas se diseñan de manera similar al diseño por capacidad del método FBD según la Norma E.060. Además, se siguen las recomendaciones incluidas en el capítulo 21 de dicho documento.

#### 2.6.13.2 Diseño por capacidad de columnas

##### a) Diseño por flexión de las rótulas plásticas en la base de las columnas

En la base de las columnas, el diseño por flexión de las rótulas debe satisfacer la siguiente expresión:

$$M_{CB} = M_{CBR} \geq M_{CBE} \quad (3.34)$$

Donde  $M_{CBR}$  es la resistencia requerida considerando las propiedades de los materiales y  $M_{CBE}$  es el momento actuante proveniente del análisis estructural. En la ecuación 3.34 se considera un factor de reducción de resistencia  $\phi = 1$ . Asimismo, el factor de amplificación por los modos superiores será igual a 1 ( $\omega = 1$ ).

##### b) Diseño por flexión

El diseño por capacidad en las columnas por flexión debe satisfacer la siguiente expresión:

$$\phi_f M_c \geq M^o = \omega \phi^o M_{CE} \quad (3.35)$$

Donde  $\phi_f$  es el factor de reducción de resistencia a flexión ( $\phi_f = 0.9$ ),  $M_c$  es la resistencia en la columna por flexión,  $\phi^o$  es el factor de sobrerresistencia,  $\omega$  es el factor de amplificación por los modos superiores ( $\omega = 1.3$ ).

### c) Diseño por corte

El diseño por capacidad en las columnas por cortante debe satisfacer la siguiente expresión:

$$\phi_v V_c \geq V^o = \omega \phi^o V_{CE} \quad (3.36)$$

Donde  $\phi_v$ : Factor de reducción de resistencia por cortante ( $\phi_v = 0.85$ ),  $V_c$  es la resistencia a cortante y  $V_{CE}$  la fuerza cortante proveniente del análisis estructural.

### 2.6.13.3 Diseño por capacidad de los muros

En la sección 2.3.7 se definen las envolventes de diseño por flexión y por cortante para los muros estructurales, según la propuesta realizada por Priestley et al. (2007). En base a dichas consideraciones el diseño se basa en la capacidad. Se mostrarán las siguientes ecuaciones:

$$M_{0.5Hn}^o = C_{1,T} \phi^o M_B \quad (3.37) \quad C_{1,T} = 0.4 + 0.075 T_i \left( \frac{\mu}{\phi^o} - 1 \right) \geq 4 \quad (3.38)$$

$$V_{base}^o = \phi^o \omega_v V_{base} \quad (3.39) \quad \omega_v = 1 + \frac{\mu}{\phi^o} C_{2,T} \quad (3.40)$$

$$C_{2,T} = 0.067 + 0.4(T_i - 0.5) \leq 1.15 \quad (3.41) \quad V_n^o = C_3 V_{base}^o \quad (3.42)$$

$$C_3 = 0.9 - 0.3 T_i \geq 0.3 \quad (3.43) \quad \frac{T_i}{T_e} = \sqrt{\frac{1 + r(\mu_{sis} - 1)}{\mu_{sis}}} \quad (3.44)$$

En la sección 2.3.7 se definen cada uno de los componentes de las ecuaciones presentadas. El factor de reducción por resistencia a utilizar será  $\phi_v = 0.85$ . En el diseño a flexión del muro se toma un factor de sobrerresistencia de  $\phi^o = 1$ , en caso se considere el endurecimiento del acero.

### 3.3 Análisis Estático No Lineal “Pushover”

Como se mencionó en la unidad 2.5, el Análisis Estático No Lineal “Pushover” es una herramienta ampliamente difundida en los campos de la ingeniería para evaluar la resistencia y la seguridad de las estructuras frente a un sismo. Los lineamientos necesarios para la aplicación del análisis “Pushover” en el caso de estudio se encuentran en ASCE 41-13. A continuación, se muestra el procedimiento de aplicación:

- El software ETABS crea un modelo de estructura.
- En el software, se asignan las propiedades de los materiales considerando sus propiedades no lineales. En el caso del acero, se utiliza el modelo propuesto por Park y Paulay (1975), el cual considera la zona de endurecimiento del acero. Para el concreto, el modelo propuesto por Mander et. al. (1988) será utilizado. Estos modelos están incluidos en el software.
- Se deben definir las características de las secciones de los elementos estructurales. Asimismo, se debe definir la distribución del acero longitudinal y transversal de los mismos basados en el diseño bajo DDBD.
- Modelar la estructura y asignar las cargas de gravedad en los distintos elementos.
- Asignar las cargas laterales al modelo de acuerdo a los resultados proporcionados por el FBD y el DDBD. Asimismo, el procedimiento indica seleccionar un nodo de control y asignar un desplazamiento tope de por lo menos el 150% del desplazamiento objetivo.
- A continuación, se define la ubicación de las rótulas plásticas, los cuales representan los mecanismos disipadores de energía. Se puede considerar que se forman a una distancia del 10% a ambos lados de las vigas y columnas.
- Luego, se definen los patrones de carga correspondientes a las cargas de gravedad y a las cargas laterales. Para este trabajo, se vio por conveniente considerar una distribución triangular basada en los resultados del análisis sísmico por FBD y DDBD.
- Finalmente, se inicia con el análisis, se obtiene la curva de capacidad y se evalúa el desempeño de la estructura.

### 3.4 Resultados esperados a comparar

El presente trabajo busca realizar un análisis comparativo entre el método tradicional de diseño basado en fuerzas (FBD), aplicando la Norma E.030, y el método de diseño directo

basado en desplazamientos (DDBD). Para cumplir dicho objetivo, distintos parámetros serán analizados. A continuación, se muestran los resultados esperados a comparar:

Tabla 3.1

Resultados esperados a comparar.

Método FBD	Método DDBD
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Rigidez inicial de la estructura.</li> <li>• Amortiguamiento.</li> <li>• Periodo estructural.</li> <li>• Deriva máxima de entrepiso.</li> <li>• Desplazamiento máximo.</li> <li>• Fuerza cortante en la base.</li> <li>• Momento volcante.</li> <li>• Distribución de fuerzas cortantes en altura.</li> <li>• Fuerzas de diseño en los elementos estructurales.</li> <li>• Diseño por capacidad según Norma E.060 de una viga.</li> <li>• Diseño por capacidad según Norma E.060 de una columna.</li> <li>• Diseño por capacidad según Norma E.060 de un muro estructural.</li> <li>• Curva de capacidad mediante análisis estático no lineal.</li> <li>• Desplazamiento último.</li> <li>• Ductilidad de desplazamiento.</li> <li>• Punto de desempeño de la estructura.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Rigidez equivalente.</li> <li>• Amortiguamiento viscoso equivalente.</li> <li>• Periodo estructural.</li> <li>• Deriva de diseño.</li> <li>• Desplazamiento de diseño.</li> <li>• Fuerza cortante en la base.</li> <li>• Momento volcante.</li> <li>• Distribución de fuerzas cortantes en altura.</li> <li>• Fuerzas de diseño en los elementos estructurales.</li> <li>• Diseño por capacidad según Priestley et. al. (2007) de una viga.</li> <li>• Diseño por capacidad según Priestley et. al. (2007) de una columna.</li> <li>• Diseño por capacidad según Priestley et. al. (2007) de un muro estructural.</li> <li>• Curva de capacidad mediante análisis estático no lineal.</li> <li>• Desplazamiento último.</li> <li>• Ductilidad de desplazamiento.</li> <li>• Punto de desempeño de la estructura.</li> </ul>

*Nota:* Elaboración propia.

## Capítulo IV: Caso de estudio

### 4.1 Presentación

En el presente capítulo se presentará la estructura seleccionada para el análisis comparativo entre el método FBD y el DDBD. La estructura corresponde a un edificio de 7 niveles ubicado en la ciudad de Lima. El sistema estructural está compuesto por una combinación de pórticos y muros de concreto armado en las direcciones X - Y. La estructura presenta simetría en ambas direcciones y en altura. La edificación está destinada para su uso como oficinas, por ello el gran espacio de los ambientes. La altura de entrepiso es de 2.7 m y la altura total del edificio es de 18.9 m.

La dirección X, dirección más larga, mide 25 m. Está compuesta por los ejes 1-2-3-4-5-6-7-8. Todos los paños en la dirección X miden 5 m. Esta dirección presenta 8 muros de concreto armado distribuidos en los ejes de forma simétrica. La dirección Y, dirección más corta, mide 21 m. Está compuesta por los ejes A-B-C-D-E-F. La distancia de todos los paños es de 3 m. Esta dirección presenta 8 muros de concreto armado distribuidos en los ejes de forma simétrica. El área del proyecto consta de 525 m<sup>2</sup>.

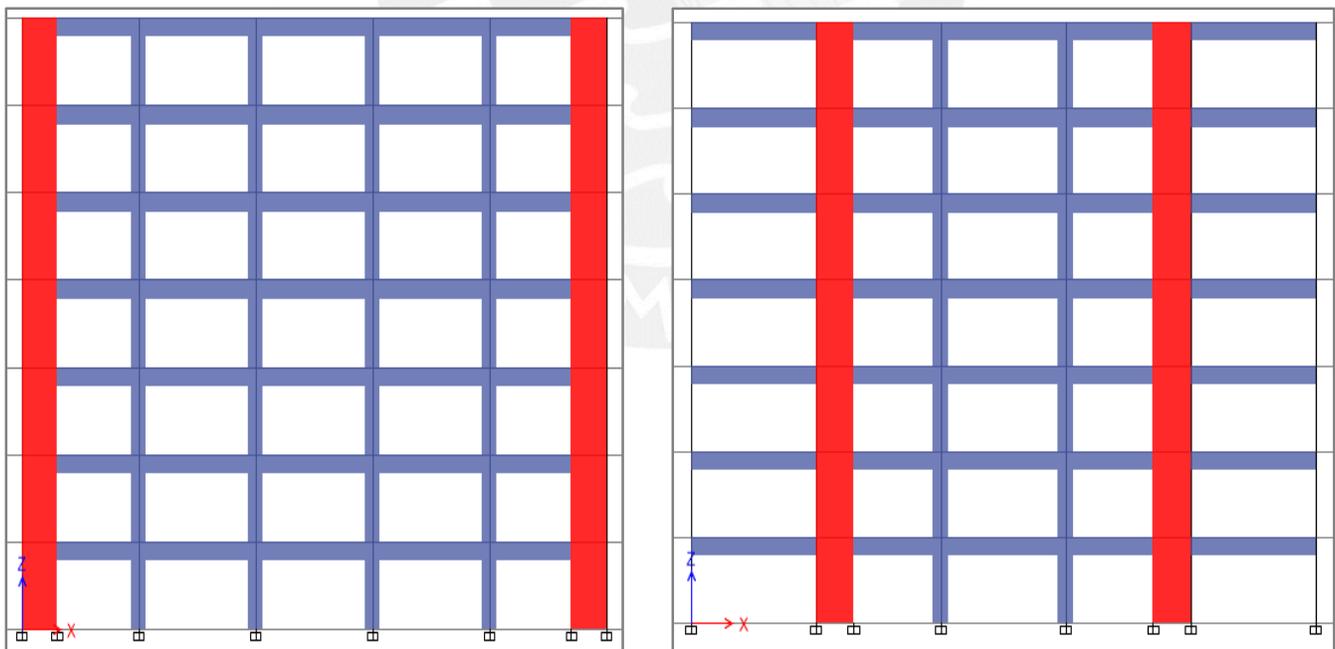


Figura 4.1. Pórticos con muros en el eje X.

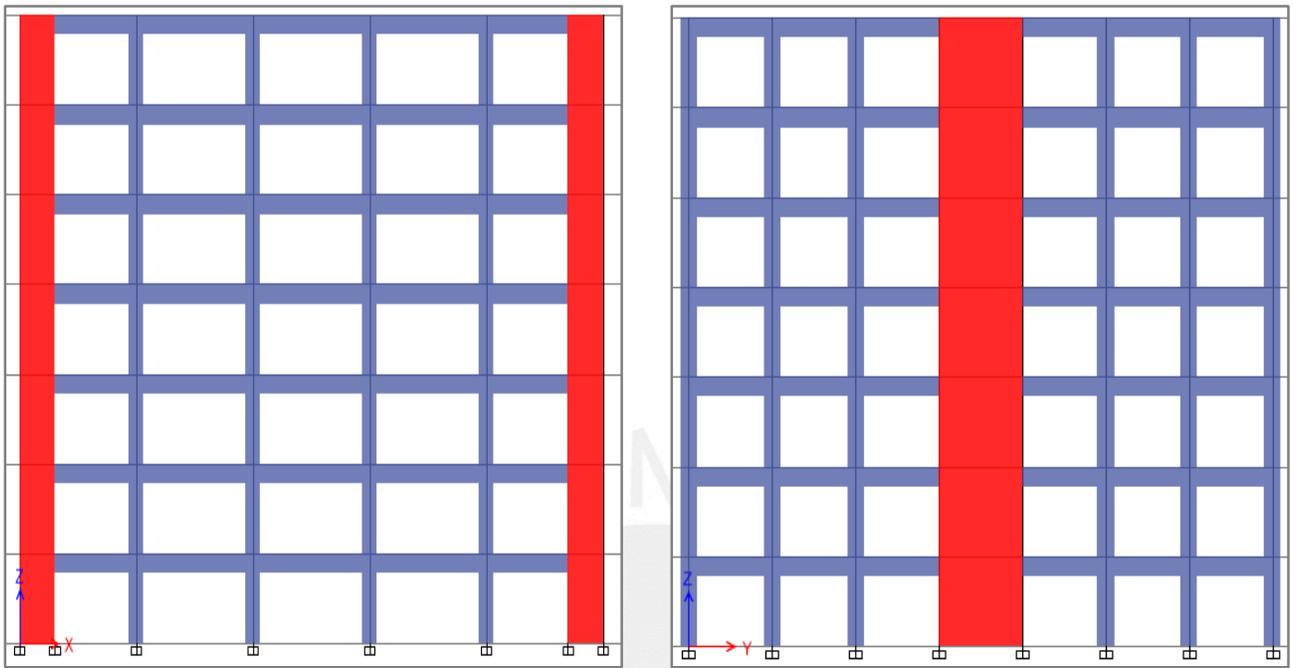


Figura 4.2. Pórticos con muros en el eje Y.

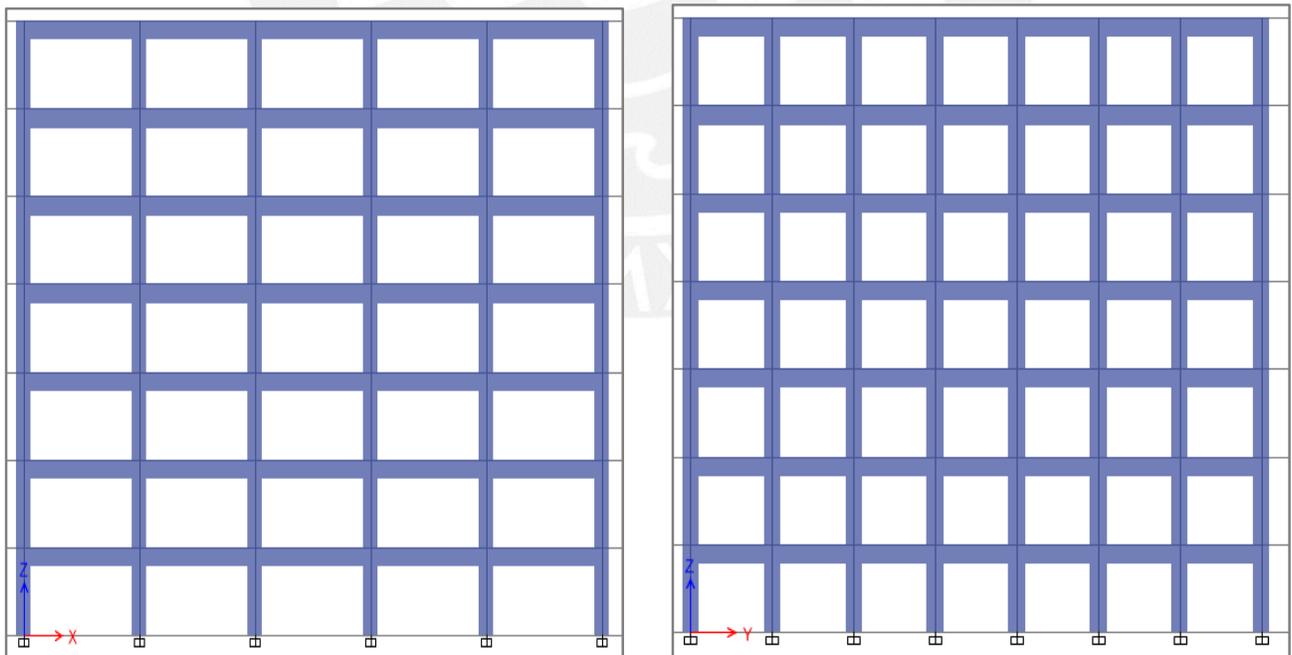


Figura 4.3. A la izquierda, pórtico de columna en X; a la derecha, pórtico de columnas en Y.

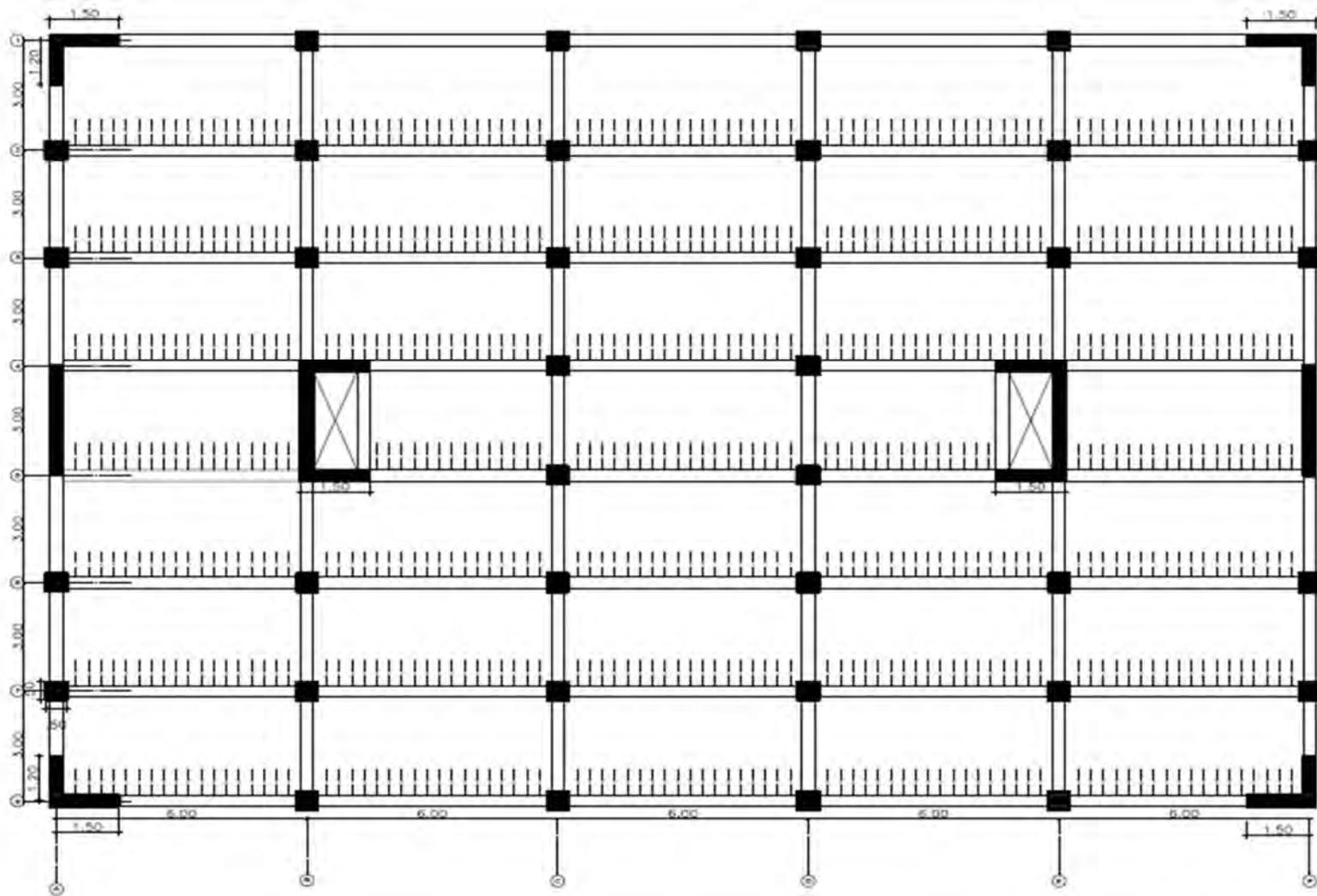


Figura 4.4. Disposición de los elementos estructurales en planta del edificio.

## 4.2 Materiales

### 4.2.1 Materiales para FBD

- a) **Concreto:** El concreto para este proyecto presenta una resistencia característica a la compresión ( $f'_c$ ) de 280 kg/cm<sup>2</sup>. Para dicho  $f'_c$ , le corresponde un módulo de elasticidad de 250998.01 kg/cm<sup>2</sup>. El coeficiente de Poisson es de 0.15. El peso volumétrico del concreto es de 2.4 ton/m<sup>3</sup>.
- b) **Acero de refuerzo:** El acero de refuerzo presenta un esfuerzo de fluencia ( $f'_y$ ) de 4200 kg/cm<sup>2</sup>. El módulo de elasticidad correspondiente es de  $2 \times 10^6$  kg/cm<sup>2</sup>. El peso volumétrico del acero es de 7.8 ton/m<sup>3</sup>.

### 4.2.2 Materiales para DDBD

- a) **Concreto:** Para el diseño de vigas y columnas se utilizará una resistencia característica a la compresión ( $f'_c$ ) de 280 kg/cm<sup>2</sup>. Para el diseño de rótulas plásticas y de los muros se utilizará una resistencia efectiva a la compresión ( $f'_{ce}$ ) de 280 kg/cm<sup>2</sup>. Para el cálculo del factor de sobrerresistencia se utilizará una resistencia máxima esperada ( $f'_{co}$ ) igual a  $1.7f'_c$  (476 kg/cm<sup>2</sup>). El peso volumétrico se mantiene igual al método FBD.
- b) **Acero:** Tanto para el diseño a flexión y carga axial de vigas y columna como el diseño a cortante, se utilizará acero con esfuerzo de fluencia ( $f'_y$ ) de 4200 kg/cm<sup>2</sup>. Para el diseño a flexión y carga axial de rótulas plásticas y de muros se usará una resistencia efectiva a la fluencia ( $f'_{ye}$ ) de 4620 kg/cm<sup>2</sup> ( $1.1f'_y$ ). La resistencia máxima esperada a la fluencia ( $f'_{yo}$ ) para el cálculo del factor de sobrerresistencia será  $1.3f'_y$  (5460 kg/cm<sup>2</sup>). El cociente entre la resistencia última y la resistencia de fluencia ( $\frac{f'_u}{f'_y}$ ) será de 1.25.

## 4.3 Cargas aplicadas a la estructura

### 4.3.1 Carga muerta

- Peso propio de la losa aligerada: 0.350 ton/m<sup>2</sup>.
- Peso del piso terminado: 0.100 ton/m<sup>2</sup>.
- Peso de la tabiquería en vigas: 0.567 ton/m.

### 4.3.2 Carga viva

- Sobrecarga en piso típico: 0.200 ton/m<sup>2</sup>.

- Sobrecarga en azotea: 0.100 ton/m<sup>2</sup>.

### 4.3.3 Peso sísmico

Para determinar el peso o la masa sísmica de cada nivel se sigue lo estipulado en la Norma E.030 para edificaciones comunes. El peso sísmico se determinará como la suma del 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva.

Tabla 4.1

Peso sísmico por nivel.

<b>Piso</b>	<b>Altura entrepiso (m)</b>	<b>Altura acumulada (m)</b>	<b>Área en planta (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Peso (Ton)</b>
7	2.70	18.90	525	469.01
6	2.70	16.20	525	621.29
5	2.70	13.50	525	621.29
4	2.70	10.80	525	621.29
3	2.70	8.10	525	621.29
2	2.70	5.40	525	621.29
1	2.70	2.70	525	621.29

## Capítulo V: Aplicación de la metodología

### 5.1 Procedimiento paso a paso del FBD según Norma E.030

El análisis y diseño según el método FBD se realizará siguiendo lo establecido en la Norma E.030 de diseño sismorresistente. Para realizar dicho análisis se utilizó el software ETABS como una herramienta para facilitar el procedimiento. En el software se definen tanto los materiales componentes de los elementos estructurales, así como sus respectivas características geométricas. Luego de definidos estos datos, se modela la edificación según la estructuración propuesta. El modelo considera la carga proveniente del peso propio de los elementos estructurales, a las que se añade las provenientes por la carga muerta y la sobrecarga. En el modelado de la edificación se consideró la base como empotrada, se asignaron “releases” en las zonas correspondientes, se asignó brazo rígido en las uniones entre elementos frame (vigas y columnas) y se asignó la condición de diafragma rígido a cada nivel.

La Norma E.030 establece que se debe realizar dos tipos de análisis sísmico:

- Análisis sísmico estático.
- Análisis dinámico modal espectral.

Para el análisis se ha considerado tres grados de libertad por cada nivel, dos grados correspondientes a la traslación y un grado correspondiente a la rotación.

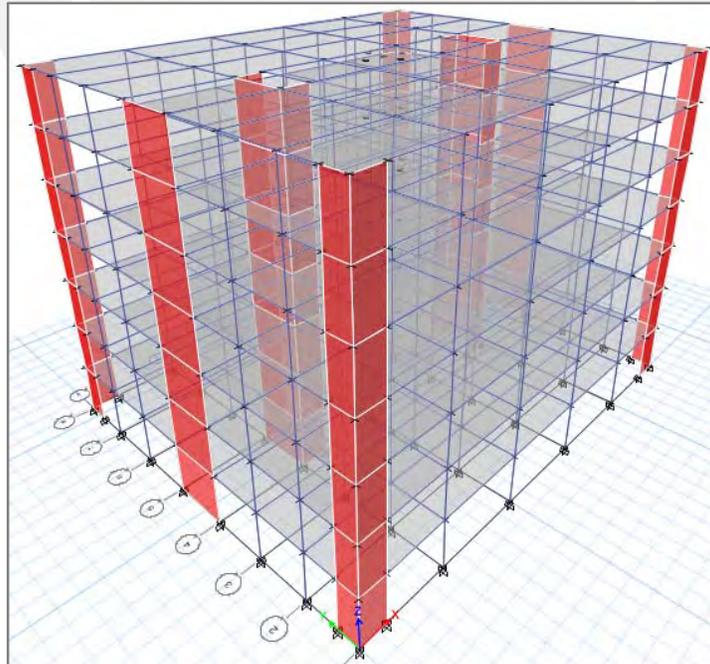


Figura 5.1. Modelo 3D de la edificación en ETABS.

### 5.1.1 Factor de zonificación (Z)

La edificación se encuentra localizada en la ciudad de Lima. Para esta ubicación, la Norma E.030 establece que se sitúa en la zona 4, a la cual le corresponde un factor  $Z = 0.45$ .

### 5.1.2 Factor de uso (U)

La edificación está destinada para su uso como oficinas. La Norma E.030 clasifica a este tipo de uso dentro de la categoría de edificaciones comunes, para las cuales el factor U es igual a 1.

### 5.1.3 Parámetros de sitio

- **Tipo de suelo:** El tipo de suelo se establece mediante un Estudio de Mecánica de Suelos (EMS). Para el caso de estudio, se asume un suelo bueno ( $S_1$ ) correspondiente a la mayoría de suelos presentes en la ciudad de Lima.
- **Factor de suelo (S):** El factor de suelo dependerá del tipo de suelo presente en el proyecto y de la zonificación. Para la zona 4, el factor S será igual a 1.
- **Periodos  $T_p$  y  $T_L$ :** Estos periodos dependen del tipo de suelo presente en el proyecto. Para el caso de estudios, el  $T_p$  será igual a 0.4 seg. y el  $T_L$  igual a 2.5 seg.

### 5.1.4 Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas ( $R_o$ )

La Norma E.030 establece un coeficiente  $R_o$  para cada sistema estructural. Para el caso de estudio, el sistema estructural predominante en ambas direcciones de análisis es una combinación de muros y pórticos de concreto armado (dual). A este sistema estructural le corresponde un valor de  $R_o = 7$  en X y en Y.

### 5.1.5 Análisis sísmico estático

En el análisis sísmico estático se considera que las fuerzas provenientes de los sismos actúan en el centro de masas de cada nivel de la edificación. La edificación del caso de estudio tiene una altura total de 18.9 m, la cual la hace aplicable para el análisis estático según la Norma E.030. El análisis se realiza en las direcciones principales X-Y.

#### 5.1.5.1 Periodo estructural

Para obtener el periodo estructural, se realiza un análisis traslacional tanto en X como Y. Con ayuda del software ETABS se elaboró la siguiente tabla con los siguientes resultados:

Tabla 5.1  
Periodos de la estructura en X-Y.

Dirección	Periodo (seg.)
X	0.369
Y	0.283

### 5.1.5.2 Factor de amplificación sísmica (C)

Una vez determinados los periodos en ambas direcciones y con los valores de  $T_p = 0.4$  y  $T_L = 2.5$  definidos, se calcula el valor del factor C. Para el caso de estudio, los periodos tanto en la dirección X como en la dirección Y son menores a 0.4 seg. Según el artículo 14 de la Norma E.030, para para periodos menores a  $T_p$ , el factor de amplificación sísmica será  $C = 2.5$  en ambas direcciones.

### 5.1.5.3 Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas (R)

El coeficiente R para el caso de estudio en ambas direcciones queda establecido como:

$$R_{X,Y} = R_o \cdot I_a \cdot I_p = 7 \cdot 1 \cdot 1 = 7 \quad (5.1)$$

### 5.1.5.4 Peso sísmico

El peso sísmico se obtiene considerando el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva para una edificación de uso común según la Norma E.030. Para el caso de estudio se elaboró la siguiente tabla con los resultados obtenidos:

Tabla 5.2  
Peso sísmico por nivel.

Nivel	Peso sísmico (Ton)
Piso 7	469.01
Piso 6	621.29
Piso 5	621.29
Piso 4	621.29
Piso 3	621.29
Piso 2	621.29
Piso 1	621.29
Peso Total (Ton)	4196.74

### 5.1.5.5 Cortante basal estática

La Norma E.030 establece la siguiente expresión para determinar la fuerza cortante en la base para cada una de las direcciones de análisis:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \cdot P \quad (5.2)$$

Para las direcciones X-Y del caso de estudio se elaboró la siguiente tabla:

Tabla 5.3  
Fuerza cortante estática en la base en X-Y.

Dirección	Z	U	C	S	R	P (Ton)	$V_{est}$ (Tonf)
X-X	0.45	1	2.5	1	7	4196.74	674.48
Y-Y	0.45	1	2.5	1	7	4196.74	674.48

### 5.1.6 Análisis dinámico modal espectral

El análisis dinámico modal espectral considera los distintos modos de vibración que posee una estructura. Es más completo que el análisis dinámico, ya que es aplicable a todo tipo de estructuras, independientemente de su altura o ubicación. Para obtener los resultados de la estructura, el análisis dinámico considera una combinación de los resultados de cada modo de vibración mediante criterios como el CQC.

#### 5.1.6.1 Espectro de diseño

Para el análisis dinámico se debe definir el espectro pseudo-aceleraciones de diseño. La Norma E.030 establece que el análisis se realiza para sollicitaciones sísmicas reducidas, por lo que el espectro corresponde a un inelástico, afectado por el factor de reducción R. El espectro inelástico está definido por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g \quad (5.3)$$

Previamente se define el factor  $\frac{ZUS}{R} \cdot g$  para cada dirección de análisis, para lo cual se elaboró la siguiente tabla:

Tabla 5.4  
Factor ZUSg/R para X-Y.

Dirección	Z	U	S	g (m/s <sup>2</sup> )	R	ZUSg/R
X-X	0.45	1	1	9.81	7	0.6306
Y-Y	0.45	1	1	9.81	7	0.6306

A continuación, con el factor de amplificación C definido se realizó un gráfico con el espectro inelástico de diseño:

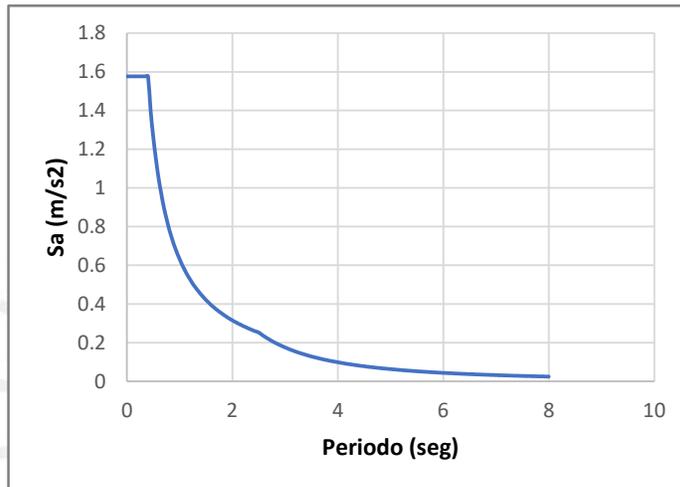


Figura 5.2. Espectro inelástico de pseudo-aceleraciones para el proyecto.

### 5.1.6.2 Modos de vibración

La Norma E.030 establece que se le deben considerar aquellos modos de vibración cuyas sumas de masas efectivas sea al menos el 90% de la masa total. Como mínimo se deben considerarse los primeros tres modos de vibración predominantes. Una vez realizado el análisis dinámico, se elaboraron las siguientes tablas con los modos predominantes:

Tabla 5.5  
Modos de vibración predominantes en X.

Modo	Periodo (seg.)	% Masa participativa
1	0.369	78.70
4	0.112	11.40
7	0.058	4.75
Suma		94.85%

Tabla 5.6  
Modos de vibración predominantes en Y.

Modo	Periodo (seg.)	% Masa participativa
2	0.283	77.58
5	0.085	13.10
8	0.044	4.92
Suma		95.60%

El análisis modal evidencia que la estructura tiene un periodo mayor en la dirección X comparado con el periodo en la dirección Y; por lo tanto, la estructura es más rígida de la dirección Y comparada con la dirección X.

### 5.1.6.3 Verificación de las derivas de entrepiso

Para las edificaciones de concreto armado, la distorsión angular o deriva de entrepiso límite que la Norma E.030 establece es de 0.7%. La verificación de derivas es un parámetro importante dentro del análisis sísmico porque permite evaluar el desplazamiento lateral de cada nivel y definir si se requiere de mayor rigidez en la dirección de análisis. A continuación, se presentan los resultados de derivas en cada nivel según los modos de vibración predominantes en cada dirección para visualizar en la respuesta de la edificación:

Tabla 5.7

Derivas en porcentaje de los distintos modos de vibración predominantes en X.

Nivel	Modo 1	Modo 3	Modo 4	Modo 6	Modo 7	Modo 9	Modo 10	Modo 12	CQC
7	0.001	0.001	0.003	0.003	0.005	0.006	0.007	0.007	0.12
6	0.001	0.001	0.003	0.004	0.003	0.004	0.001	0.006	0.18
5	0.001	0.001	0.003	0.003	0.001	0.002	0.006	0.002	0.23
4	0.001	0.001	0.001	0.001	0.004	0.005	0.000	0.007	0.28
3	0.001	0.001	0.001	0.001	0.003	0.003	0.006	0.003	0.30
2	0.001	0.001	0.002	0.002	0.002	0.002	0.001	0.005	0.28
1	0.001	0.001	0.002	0.002	0.003	0.003	0.004	0.005	0.15

Tabla 5.8

Derivas en porcentaje de los distintos modos de vibración predominantes en Y.

Nivel	Modo 2	Modo 3	Modo 5	Modo 6	Modo 8	Modo 9	Modo 11	CQC
7	0.001	0.001	0.003	0.004	0.006	0.007	0.008	0.10
6	0.001	0.001	0.004	0.005	0.004	0.005	0.000	0.14
5	0.001	0.001	0.003	0.004	0.002	0.002	0.007	0.17
4	0.001	0.002	0.001	0.002	0.005	0.006	0.001	0.19
3	0.001	0.002	0.001	0.001	0.004	0.004	0.007	0.20
2	0.001	0.001	0.003	0.003	0.002	0.002	0.002	0.18
1	0.001	0.001	0.002	0.003	0.004	0.004	0.005	0.10

En las tablas 5.7 y 5.8, además de las derivas por cada modo de vibración, se añade el resultado de la combinación cuadrática completa (CQC). Las combinaciones han sido calculadas directamente en el software al ser operaciones matemáticas complejas. Una estructura ante movimientos sísmicos responde vibrando de formas distintas. Estas formas son conocidas como los modos de la vibración. Los valores presentados en la tabla anterior representan las derivas para cada forma de vibrar de la estructura analizada. La influencia de cada uno de ellos dependerá de la frecuencia con la que actúa el sismo. Gráficamente las derivas por cada nivel y en ambas direcciones son:

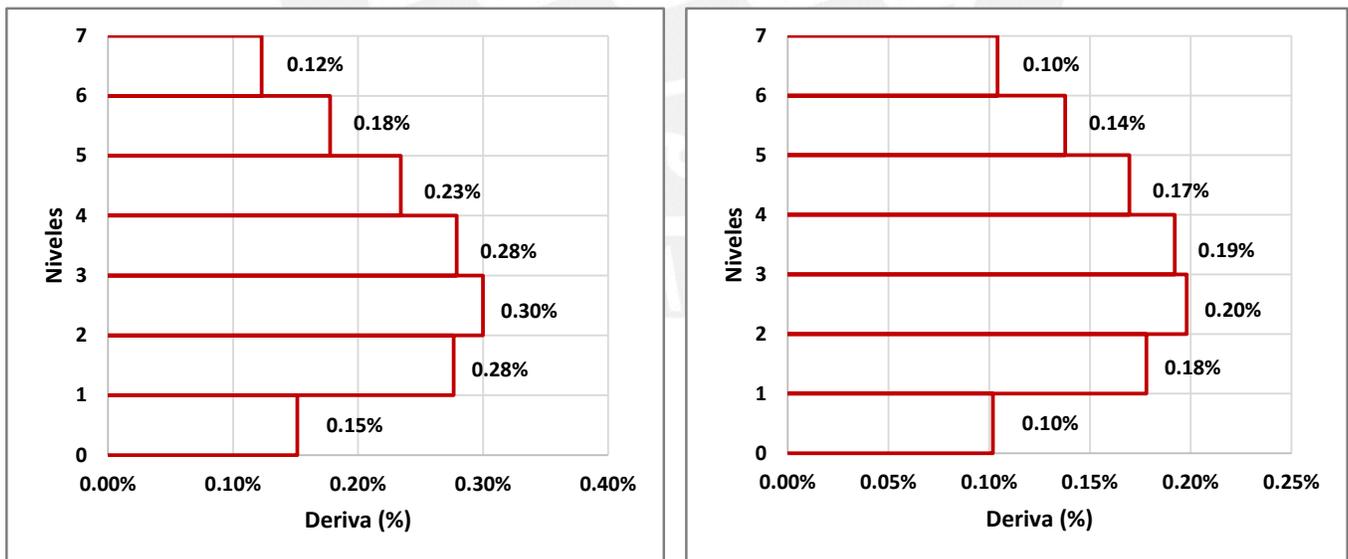


Figura 5.3. Distribución de las derivas en X y en Y.

Tabla 5.9  
Derivas de entrepiso.

Dirección	Deriva máxima (%)
X	0.30
Y	0.20

De la tabla 5.9 se puede concluir que la derivación máxima de entrepiso en cada dirección es menor que la deriva límite de la norma. Por lo tanto, no es necesario rigidizar la estructura en ninguna dirección. La deriva en la dirección X resultó mayor a la deriva en la dirección Y. Esto se debe a que existe una menor cantidad de muros de concreto armado en dicha dirección y, además, son de menor longitud, por lo que aportan menor rigidez. Esto evidencia la importancia que tienen los muros de concreto armado en la respuesta estructural ante sismos, ya que su correcta ubicación y dimensionamiento permiten reducir los desplazamientos laterales, haciendo que la edificación sea menos flexible comparada con una estructura compuesta únicamente por pórticos de concreto armado.

Los valores pequeños de derivas obtenidos responden en gran medida a que la estructura analizada tiene una configuración estructural regular, lo que implica que el centro de la masa coincide con el centro de rigidez, evitando que se generen excentricidades que causen desplazamientos elevados debidos a rotaciones.

#### 5.1.6.4 Desplazamientos en cada nivel

Al igual que las derivas de entrepiso, los desplazamientos de cada nivel son obtenidas a partir del análisis modal convirtiendo la respuesta elástica a una inelástica. Para ello, se multiplica la respuesta elástica por un factor de acuerdo a si las estructuras califican como regular o irregular. En el caso de estudio, se determinó que la edificación califica como regular, por lo que el factor de conversión para este tipo de estructuras es de 0.75 veces el valor de R según la Norma E.030. Se lograron los siguientes resultados para cada nivel:

Tabla 5.10  
Desplazamientos de cada nivel en X y en Y.

Nivel	Piso 7	Piso 6	Piso 5	Piso 4	Piso 3	Piso 2	Piso 1
Desplazamiento en X (mm)	38	35	31	25	18	11	4
Desplazamiento en Y (mm)	21	19	16	13	9	6	2

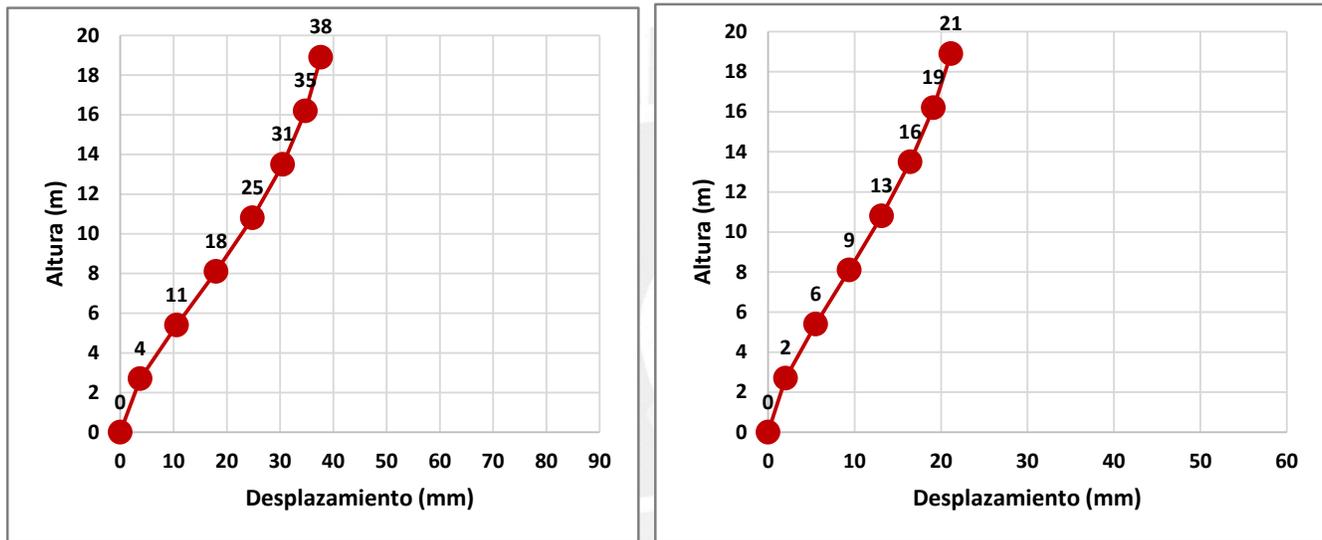


Figura 5.4. Desplazamientos de cada nivel en X y en Y.

En la tabla 5.10 se puede apreciar que el desplazamiento que alcanza la estructura en la dirección X es mayor que el desplazamiento de la dirección Y. Esto corrobora el hecho de que existe mayor rigidez en la dirección Y comparada con la dirección X.

#### 5.1.6.5 Distribución de la fuerza cortante dinámica en altura y cortante basal

A partir de la combinación de las respuestas de cada modo de la vibración, se determina la fuerza cortante en cada nivel de la edificación. Las fuerzas en el primer nivel es la denominada fuerza cortante basal. Para el caso de estudio se elaboró la siguiente tabla:

Tabla 5.11  
Fuerza cortante por nivel en X y en Y.

Nivel	Piso 7	Piso 6	Piso 5	Piso 4	Piso 3	Piso 2	Piso 1
Fuerza cortante en X (Tonf)	109.89	230.59	332.82	415.95	478.38	518.19	534.59
Fuerza cortante en Y (Tonf)	104.19	216.32	308.74	382.75	438.15	474.05	489.77

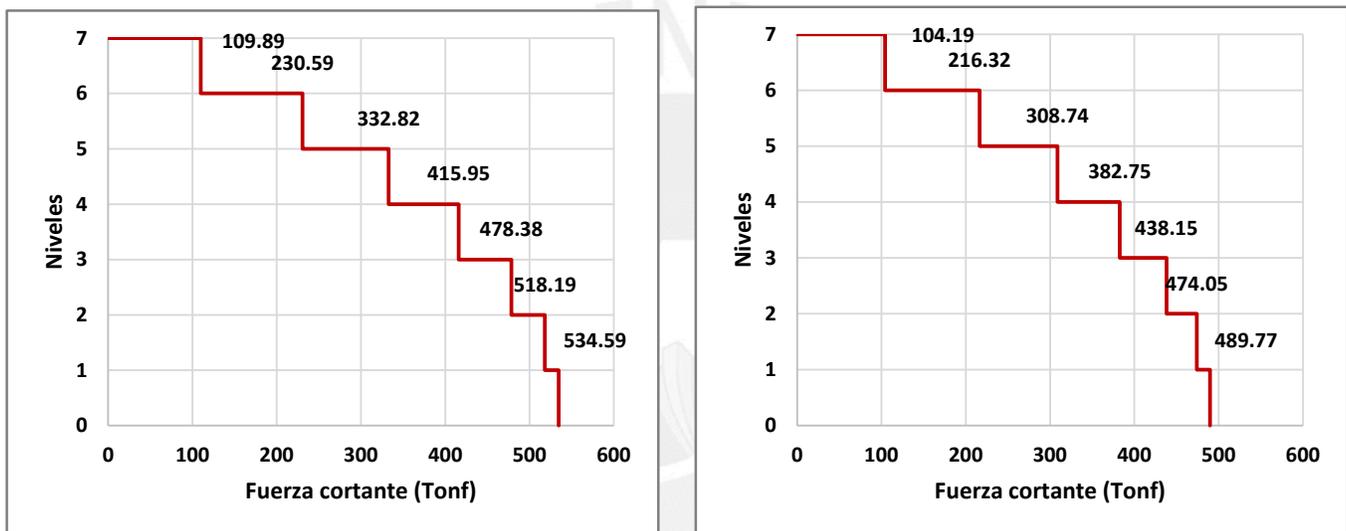


Figura 5.5. Distribución de la fuerza cortante en altura en X y en Y.

### 5.1.6.6 Momentos de volteo

Las fuerzas cortantes obtenidas del estudio sísmico en cada nivel ocasionan momentos de volteo en los mismos. Se elaboró la siguiente tabla con los resultados obtenidos:

Tabla 5.12  
Momentos de volteo en X-Y.

Nivel	Piso 7	Piso 6	Piso 5	Piso 4	Piso 3	Piso 2	Piso 1
Momento en X (Tonf.m)	296.68	913.96	1801.90	2908.32	4177.46	5550.27	6968.84
Momento en Y (Tonf.m)	281.31	861.08	1684.48	2701.00	3860.49	5112.40	6407.81

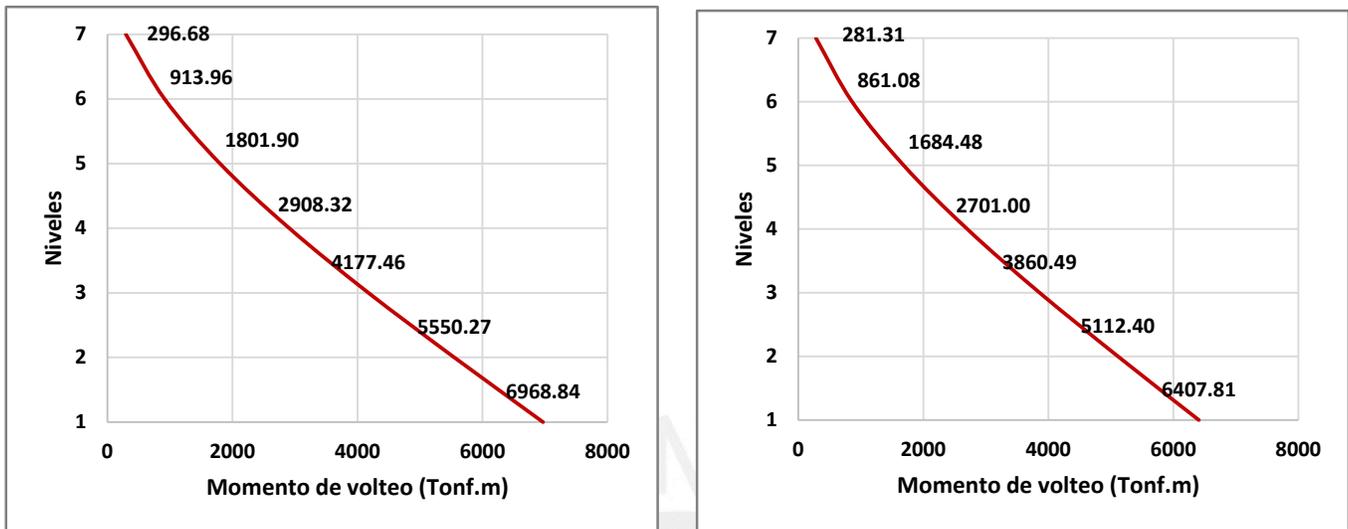


Figura 5.6. Distribución de momentos de volteo en altura en X-Y.

### 5.1.6.7 Fuerza cortante de diseño

La Norma E.030 indica que las fuerzas cortantes mínimas en cada dirección de análisis no deben ser menor que 80% de la fuerza cortante estática para las estructuras regulares, mientras que para las estructuras irregulares no debe ser menor que el 90%. El caso de estudio clasifica como una estructura regular, por lo que aplica el primer criterio ( $80\%V_{est}$ ).

Una vez determinado si la fuerza cortante cumple o no el criterio en cada dirección de análisis, se calcula la fuerza de diseño. Esta corresponde al mayor valor entre la fuerza cortante dinámica y el 80% de la fuerza cortante estática. En el software ETABS, si la fuerza cortante dinámica es menor que el criterio que la norma indica, se debe escalar el resultado. Se elaboró la siguiente tabla con los resultados obtenidos:

Tabla 5.13  
Fuerza cortante de diseño.

Dirección	$V_{est}$ (Tonf)	$80\%V_{est}$ (Tonf)	$V_{din}$ (Tonf)	Factor	$V_{diseño}$ (Tonf)
X	674.48	539.58	534.59	1.01	539.58
Y	674.48	539.58	489.77	1.10	539.58

## 5.2 Procedimiento paso a paso del DDBD

La aplicación del método DDBD para la edificación del caso de estudio estará basada en el procedimiento y recomendaciones propuestos por Priestley et. al. (2007). Similar al método FBD, se realiza el análisis sísmico para cada una de las direcciones principales, X-Y. Cabe indicar que la estructuración inicial se mantiene igual, así como la asignación de cargas en los distintos elementos estructurales. El análisis en la dirección Y se muestra en el anexo C.

### 5.2.1 Elección de la deriva de diseño

En el método DDBD, la deriva de entrepiso es un dato de entrada para el diseño. Priestley et. al. (2007) recomiendan valores entre 2% y 2.5% para la deriva si se quiere que la respuesta de la estructura se encuentre en el estado de control de daños. Sin embargo, la elección de la deriva estará sujeta al criterio de cada especialista. Para el caso de estudio, se adoptará un valor de 2.2% en X y de 1.8% en Y, ya que este lado presenta mayor rigidez.

### 5.2.2 Análisis sísmico en la dirección X

#### 5.2.2.1 Elección de la fuerza cortante en los sistemas de pórticos y muros

Para iniciar con el análisis sísmico se debe asignar el porcentaje de fuerza cortante al sistema de pórticos como al sistema de placas. La elección es arbitraria, pero teniendo en cuenta la recomendación de Priestley et. al. (2007) que indica que al menos los pórticos deben llevar entre el 15% y el 50% de la cortante total. En el análisis bajo el método FBD del caso de estudio los pórticos se llevaron el 43% de la fuerza cortante en la dirección X. En base al análisis anterior, se asignará el 43% de la cortante basal al sistema de pórticos en X. ( $V_F = 0.43V_{base}$ ).

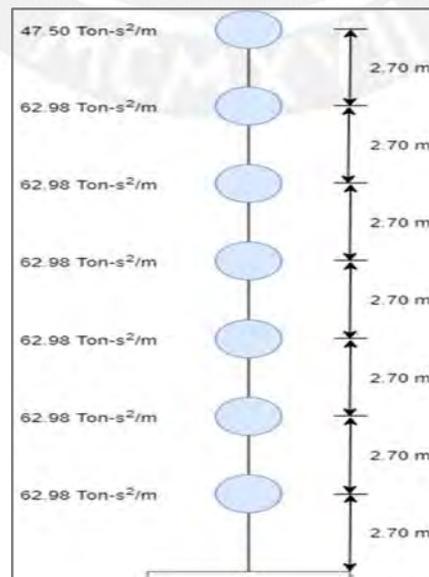


Figura 5.7. Masas de cada nivel y alturas de entreciso.

### 5.2.2.2 Distribución de las fuerzas sísmicas

En el método DDBD, para la distribución de la fuerza sísmica en alturas, se sigue un procedimiento parecido al método FBD. Para ello, se utiliza la ecuación

$$F_i = \frac{m_i H_i}{\sum_1^n m_i H_i}$$

Tabla 5.14  
Distribución de fuerzas y momentos en altura en X.

Nivel	(2) H (m)	(3) m (Ton)	(4) mHi (Ton- m)	(5) Fi (rel)	(6) Vti (rel)	(7) Motm (rel)	(8) Vf (rel)	(9) Vw (rel)	(10) Mw (rel)
7	18.9	47.81	903.59	0.20	0.20	0	0.43	-0.23	0
6	16.2	63.33	1025.98	0.23	0.43	0.54	0.43	0.00	-0.62
5	13.5	63.33	854.98	0.19	0.62	1.70	0.43	0.19	-0.62
4	10.8	63.33	683.99	0.15	0.77	3.37	0.43	0.34	-0.11
3	8.1	63.33	512.99	0.11	0.89	5.46	0.43	0.46	0.81
2	5.4	63.33	341.99	0.08	0.96	7.85	0.43	0.53	2.05
1	2.7	63.33	171.00	0.04	1.00	10.45	0.43	0.57	3.48
0	0		4494.53		1.00	13.15	0.43	0.57	5.02

En la tabla 5.14 se puede ver la distribución de fuerzas sísmicas en cada piso, así como la distribución de fuerzas y momentos relativos a los sistemas de pórticos y muros. La columna (4) se calcula multiplicando la columna (2) por la columna (3). Para el piso 6 se tiene:

$$m_6 H_6 = 63.33 * 16.2 = 1025.98 \text{ Tons}^2 / m$$

La columna (5) muestra las fuerzas sísmicas relativas para cada nivel. Inicialmente se asume un valor unitario de las fuerzas cortantes en la base, ya que este valor aún no se conoce. Para el piso 6 se tiene:

$$F_6 = \frac{m_6 H_6}{\sum_1^n m_i H_i} = \frac{1025.98}{4494.53} = 0.23$$

Lo anterior indica que el piso 6 tomará el 23% del cortante total aplicada en la base. La columna (6) muestra las fuerzas sísmicas acumuladas para cada nivel de la edificación. Para el piso 6 se tiene:

$$V_{t,6} = F_7 + F_6 = 0.20 + 0.23 = 0.43$$

En la columna (7) se tiene el momento de volteo relativo producido por la fuerza sísmica en cada nivel de la edificación. En cada nivel se consideró una altura del entrepiso de 2.7 m. Para el piso 6 se tiene:

$$M_{otm} = M_{otm,7} + 2.7 * V_{t,7} = 0 + 2.7 * 0.2 = 0.54$$

La columna (8) muestra la cortante que será asignada al sistema de pórticos. Al inicio se estableció que estos tomarían el 43% de la fuerza cortante total. La columna (9) muestra la fuerza cortante que recibirá el sistema de muros. Esta se obtiene de la resta de la columna (6) con la columna (8), para el piso 6 se tiene:

$$V_{w,6} = V_{t,6} - V_{f,6} = 0.43 - 0.43 = 0$$

Finalmente, la columna (10) muestra el momento relativo asignado al sistema de muros. Este se obtiene multiplicando las fuerzas cortantes de las columnas (9) con la altura de entrepiso. Para el piso 6 se tiene:

$$M_{w,6} = M_{w,7} + 2.7 * V_{w,7} = 0 + 2.7 * (-0.23) = -0.62$$

### 5.2.2.3 Altura de inflexión

Una vez distribuidas las fuerzas de las sísmicas en los distintos niveles de la edificación, se procede a determinar la altura de inflexión de la edificación. En los sistemas estructurales duales, la altura de inflexión está determinada por el comportamiento de los muros. Esta altura corresponde a la distancia, medida desde la base, en la que el momento del sistema de muros es igual a 0. El valor del punto de inflexión es de suma importancia en el DDBD, ya que permitirá precisar el perfil de desplazamientos de las estructuras. Para la dirección de análisis se tiene:

$$H_{CF} = 10.8 - (10.8 - 8.1) \frac{|-0.11|}{|-0.11 - 0.81|} = 10.48 \text{ m}$$

### 5.2.2.4 Perfil de desplazamientos

Como primer paso para determinar el perfil de desplazamientos, es necesario verificar si el diseño será controlado por la deriva del material o por la deriva del código. Para ello, se sigue el siguiente procedimiento:

Se calcula la deformación unitaria del acero teniendo en cuenta lo establecido en el capítulo 4 respecto a los materiales en el DDBD:

$$\varepsilon_y = 0.0023$$

En la dirección X, los muros de la caja de escalera tienen una sección en forma de “C”. Para este tipo de muros, Priestley et. al. (2007) recomiendan utilizar 1.5 en lugar de 2 en la ecuación 3.17. Así, la curvatura de fluencia queda establecida como:

$$\varphi_{yw} = \frac{1.5 * \varepsilon_y}{l_{we}} = \frac{1.5 * 0.00231}{1.5} = 0.0023 \text{ 1/m}$$

Al igual que el paso anterior, para un muro con sección “C” la curvatura máxima que puede alcanzar será menor a un muro rectangular, por ello se utilizará el 90% de este valor:

$$\varphi_{dc} = 0.9 * \frac{0.0072}{l_{we}} = \frac{0.0072}{1.5} = 0.0432 \text{ 1/m}$$

A continuación, se debe establecer la longitud de la rótula plástica en la base del muro. Para ello, se calcula la longitud de penetración de las varillas de acero. Inicialmente se asume que se usará varillas de 5/8” (15.88 mm de diámetro). Con ello se tiene:

$$L_{SP} = 0.022 f_{ye} d_{bl} = 0.0022 * 462 * 15.88 = 161 \text{ mm}$$

$$k = 0.2 \left( \frac{f_u}{f_y} - 1 \right) = 0.2(1.25 - 1) = 0.05 \leq 0.06$$

$$L_P = k H_e + 0.1 l_w + L_{SP} = 0.05 * 18.90 + 0.1 * 1.5 + 0.161 = 1.26 \text{ m}$$

Con la longitud de penetración calculada, se procede a definir la deriva máxima permitida para el muro:

$$\theta_{dn} = \frac{\phi_{yw} H_{CF}}{2} + (\varphi_{dc} - \varphi_{yw}) L_P = \frac{0.0023 * 10.48}{2} + (0.0432 - 0.0023) 1.26$$

$$\theta_{dn} = 0.063 > 0.022$$

Al ser  $\theta_{dn}$  mayor a la deriva máxima definida para el diseño, se establece que el diseño será gobernado por este último. Es necesario amplificar el valor de la deriva de diseño por un factor para considerar el efecto de los modos superiores. Para el caso de estudio, que cuenta con 7 pisos, se tiene:

$$\omega_\theta = \left[ 1 - \left( \frac{n-5}{100} \right) \left( \frac{M_{vol,f}}{M_{vol}} + 0.25 \right) \right] = \left[ 1 - \left( \frac{7-5}{100} \right) \left( \frac{13.15 - 5.02}{13.15} + 0.25 \right) \right] = 0.98$$

La deriva de diseño quedará finalmente como:

$$\theta_{cd} = 0.025 * 0.98 = 0.0216$$

Hallada la deriva de diseño corregida por efectos de los modos superiores, se establece el valor de la deriva plástica, la cual queda definida por:

$$\theta_p = \theta_{cd} - \frac{\phi_{yw}H_{CF}}{2} = 0.0216 - \frac{0.0023 * 10.48}{2} = 0.0096$$

La deriva plástica será  $\theta_p = 0.0096$ . El perfil de desplazamientos de fluencia para cada nivel viene dado por las ecuaciones 3.8 y 3.9, las cuales dependerán del valor de la altura de inflexión. Para el piso 6 del caso de estudio, se tiene una altura de 16.2 m desde la base, la cual es mayor a la altura de inflexión calculada de 10.48 m. En este caso se utiliza la ecuación 3.9:

$$\Delta_{y,6} = \phi_{yw} \left( \frac{H_{CF}H_6}{2} - \frac{H_{CF}^2}{6} \right) = 0.0023 \left( \frac{10.48 * 16.2}{2} - \frac{10.48^2}{6} \right) = 0.095 \text{ m}$$

Finalmente, el desplazamiento de diseño para cada nivel de la edificación será definido por la ecuación 3.16. En el piso 6, el desplazamiento de diseño será:

$$\Delta_{d,6} = \Delta_{y,6} + \theta_p H_6 = 0.095 + 0.0096 * 16.2 = 0.250 \text{ m}$$

Tabla 5.15  
Perfil de desplazamientos en X.

Nivel	H (m)	m (Tons <sup>2</sup> /m)	$\theta_p H_i$	$\Delta y$	$\Delta d_i$	$m\Delta d_i^2$	$m\Delta d_i$	$m\Delta d_i H$
7	18.9	47.81	0.18	0.091	0.272	3.53	12.99	245.46
6	16.2	63.33	0.15	0.095	0.250	3.95	15.81	256.10
5	13.5	63.33	0.13	0.093	0.222	3.12	14.06	189.79
4	10.8	63.33	0.10	0.085	0.189	2.26	11.95	129.11
3	8.1	63.33	0.08	0.056	0.133	1.13	8.45	68.47
2	5.4	63.33	0.05	0.028	0.079	0.40	5.03	27.16
1	2.7	63.33	0.03	0.008	0.033	0.07	2.12	5.73
0	0	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
$\Sigma$		427.80				14.45	70.41	921.81

Definido el perfil de desplazamientos, se procede a determinar las propiedades de los sistemas equivalentes de un grado de libertad:

### 5.2.2.5 Altura efectiva del sistema equivalente

$$H_e = \frac{\sum_1^n m_i \Delta_i H_i}{\sum_1^n m_i \Delta_i} = \frac{779.20}{58.06} = 13.09 \text{ m} > H_{CF}$$

### 5.2.2.6 Desplazamiento de diseño del sistema equivalente

$$\Delta_d = \frac{\sum_1^n m_i \Delta_i^2}{\sum_1^n m_i \Delta_i} = \frac{14.45}{70.41} = 0.205 \text{ m}$$

### 5.2.2.7 Masa efectiva del sistema equivalente

$$m_e = \frac{\sum_1^n m_i \Delta_i}{\Delta_d} = \frac{70.41}{0.205} = 343.11 \text{ Tons}^2/\text{m}$$

### 5.2.2.8 Amortiguamiento viscoso equivalente

El amortiguamiento viscoso equivalente de la estructura de un grado de libertad estará influenciado por el aporte del sistema de muros y por el pórtico:

- **Muros:** Debido a que la altura de inflexión resultó menor que la altura equivalente, se usará la ecuación 3.9 para determinar el desplazamiento de fluencia del sistema:

$$\Delta_{ye} = \varphi_{yw} \left( \frac{H_{CF} H_e}{2} - \frac{H_{CF}^2}{6} \right) = 0.0023 \left( \frac{10.48 * 13.09}{2} - \frac{10.48^2}{6} \right) = 0.116 \text{ m}$$

Luego, se calcula la deriva de fluencia del muro:

$$\theta_{y,w} = \frac{\varphi_{yw} H_{CF}}{2} = \frac{0.00231 * 10.48}{2} = 0.0121 < 0.021$$

La ductilidad del sistema de muros queda como:

$$\mu_w = \frac{\Delta_d}{\Delta_{ye}} = \frac{0.205}{0.116} = 1.77$$

El amortiguamiento para el sistema de muros se determina mediante la ecuación 3.25:

$$\xi_w = 0.05 + 0.444 \left( \frac{1.77 - 1}{1.77\pi} \right) = 0.112 = 11.20\%$$

- **Pórticos:** En primer lugar, se determina la deriva de fluencia del sistema de pórticos. Para ello, del caso de estudio se sabe que el peralte de las vigas en X es de 0.60 m y la longitud más crítica es de 5 m:

$$\theta_{y,f} = 0.5 \varepsilon_y \left( \frac{L_b}{h_b} \right) = 0.5 * 0.0023 \left( \frac{5}{0.6} \right) = 0.0096 < 0.022$$

El desplazamiento de fluencia de los pórticos será:

$$\Delta_{y,f} = \theta_{y,f} H_e = 0.0096 * 13.09 = 0.130$$

La ductilidad de fluencia se obtiene así:

$$\mu_f = \frac{\Delta_d}{\Delta_{y,f}} = \frac{0.205}{0.130} = 1.64$$

El sistema de pórticos presentará el siguiente amortiguamiento hallado mediante la ecuación 3.23:

$$\xi_f = 0.05 + 0.565 \left( \frac{1.64 - 1}{1.64\pi} \right) = 0.120 = 12.00\%$$

Haciendo uso de la ecuación 3.26 se logra el amortiguamiento viscoso equivalente de todo el sistema:

$$\xi_{sis} = \frac{\xi_w M_{vol,w} + \xi_f M_{vol,f}}{M_{vol}} = \frac{0.112 * 496.47 + 0.120 * 812.7}{1309.17} = 0.117 = 11.70\%$$

### 5.2.2.9 Espectro inelástico de desplazamientos

El espectro elástico del desplazamiento se obtuvo en base al espectro de aceleraciones para la zona y de tipo de suelo del caso de estudio de la Norma E.030:

$$S_d = \frac{S_a}{\left(\frac{2\pi}{T}\right)^2}$$

Para pasar del espectro elástico a un espectro inelástico, se multiplicó por un factor de la reducción de desplazamiento espectral dado por la ecuación 3.27 para sitios cercanos al epicentro:

$$R_{\xi} = \left( \frac{0.07}{0.02 + 0.117} \right)^{0.25} = 0.85$$

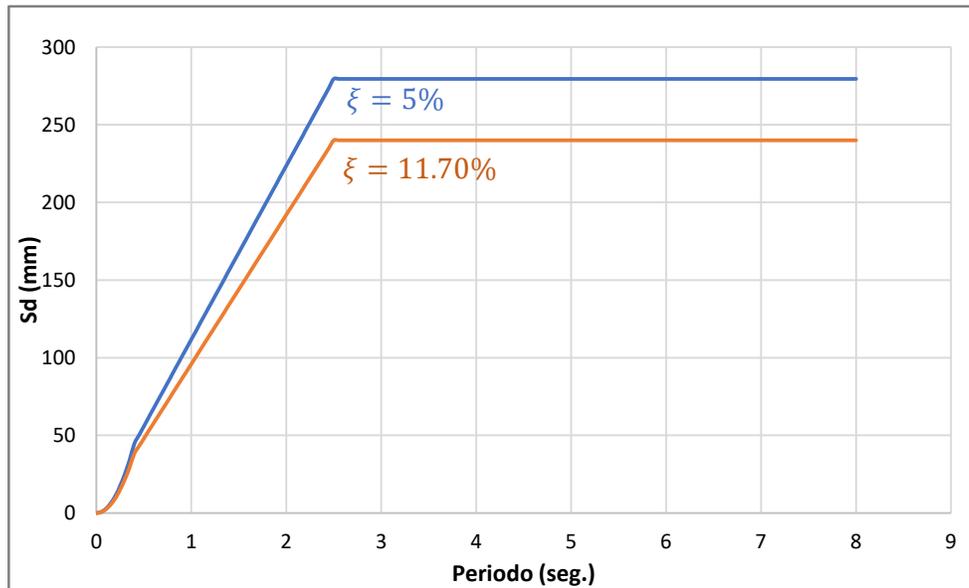


Figura 5.8. Espectro de pseudo-desplazamientos para amortiguamientos del 5% y 11.70%.

De ambos espectros se puede obtener la siguiente información:

Desplazamientos de esquina:

$$\Delta_{c,5\%} = 0.280m \quad \Delta_{c,11.70\%} = 0.236m$$

Periodos de esquina:

$$T_{c,5\% \text{ y } 11.70\%} = 2.5 \text{ seg}$$

### 5.2.2.10 Periodo efectivo y rigidez efectiva

El periodo efectivo resulta:

$$T_e = \Delta_d \frac{T_c}{\Delta_c R_{\xi}} = 0.205 * \frac{2.5}{0.28 * 0.85} = 2.17 \text{ seg}$$

La rigidez efectiva del sistema equivalente será:

$$K_e = \frac{4\pi m_e}{T_e^2} = \frac{4 * \pi * 343.11}{2.17^2} = 2877.06 \text{ Tonf/m}$$

### 5.2.2.11 Fuerza cortante basal

La fuerza cortante en la base de la edificación en la dirección X será:

$$V_{b,x} = K_e \Delta_d = 2877.06 * 0.205 = 590.43 \text{ Tonf}$$

La fuerza cortante en la base deberá estar menor al siguiente valor:

$$V_{b,max} = 2.5 R_\xi P G A m_e = 2.5 * 0.85 * 0.45 * 9.81 * 343.11 = 804.29 \text{ Tonf}$$

La fuerza cortante en X cumple con ser menor al valor máximo. Asimismo, no necesita ninguna corrección debido a que ninguno de los sistemas, tanto el de muros como el de pórticos, permanece en el rango elástico. Si hubiese sido el caso, existiría un déficit en la fuerza cortante en la base, la cual debería ser escalada para asegurar un adecuado comportamiento de los elementos.

### 5.2.2.12 Distribución de la fuerza cortante basal en altura y momentos de volteo

La tabla 5.14 nos muestra las fuerzas cortantes en cada nivel y los momentos como fracciones de las fuerzas cortantes en la base, asumida inicialmente con un valor unitario. Para distribuir la fuerza cortante basal en altura, solo basta multiplicar el valor hallado con las fracciones que le corresponden en cada nivel. En el piso 6 se tendrá:

$$F_6 = 0.43 * 590.43 = 253.48 \text{ Tonf}$$

$$M_6 = 0.54 * 590.43 = 320.49 \text{ Tonf.m}$$

La tabla 5.16 muestra las fuerzas y momentos en cada nivel:

Tabla 5.16

Fuerzas cortantes y los momentos de volteo en cada nivel en X.

Nivel	H (m)	Vi (Tonf)	Mi (Ton.m)
7	18.9	118.70	0.00
6	16.2	253.48	320.49
5	13.5	365.80	1004.89
4	10.8	455.65	1992.55
3	8.1	523.04	3222.80
2	5.4	567.97	4635.01
1	2.7	590.43	6168.52
0	0	590.43	7762.68

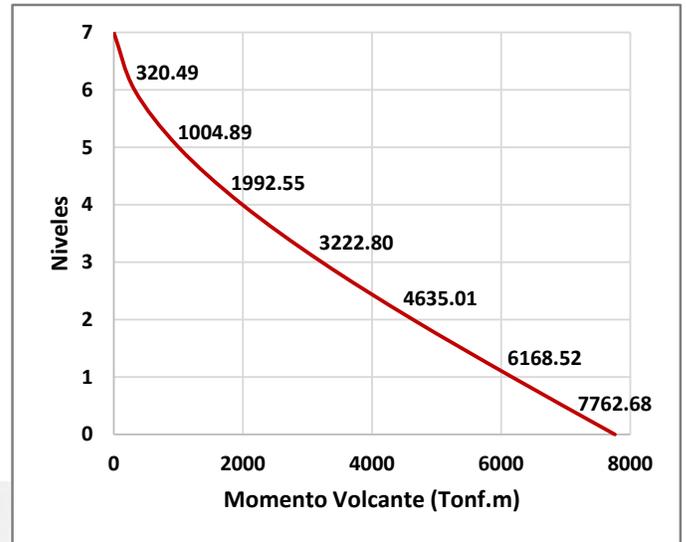
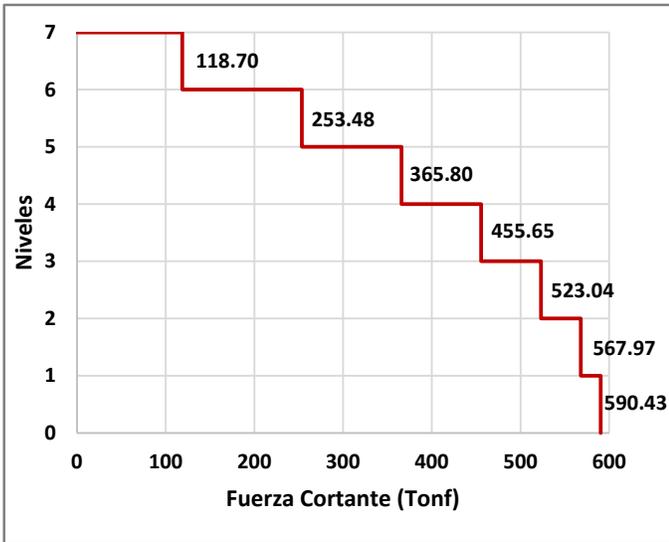


Figura 5.9. Fuerzas cortantes y momentos de volteo en X.

### 5.2.2.13 Desplazamientos y derivas de entrepiso

En la tabla 5.15 se muestran los desplazamientos de cada nivel de la estructura. En base a estos se describe un perfil de desplazamientos como se aprecia en la figura 5.10. Asimismo, se pueden determinar las derivas de entrepiso similar al procedimiento que se sigue en el método FBD. Para el DDBD, se estableció una deriva máxima de 2.2% correspondiente a un estado límite de control de los daños. En la figura 5.10 se aprecia que las derivas en cada nivel son menores a la máxima.

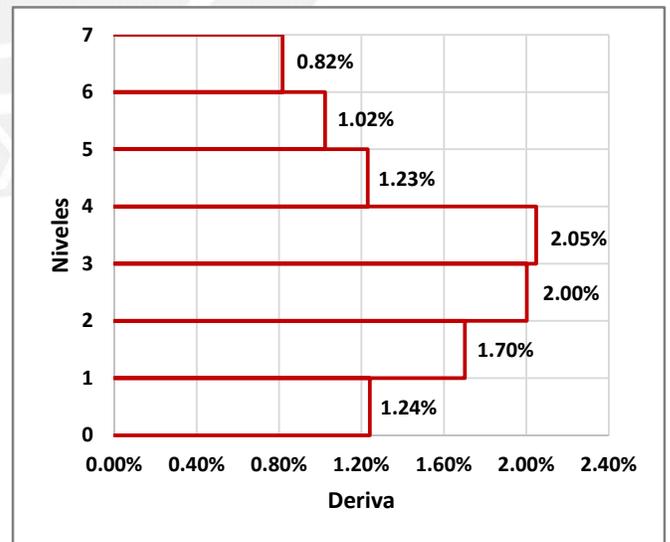
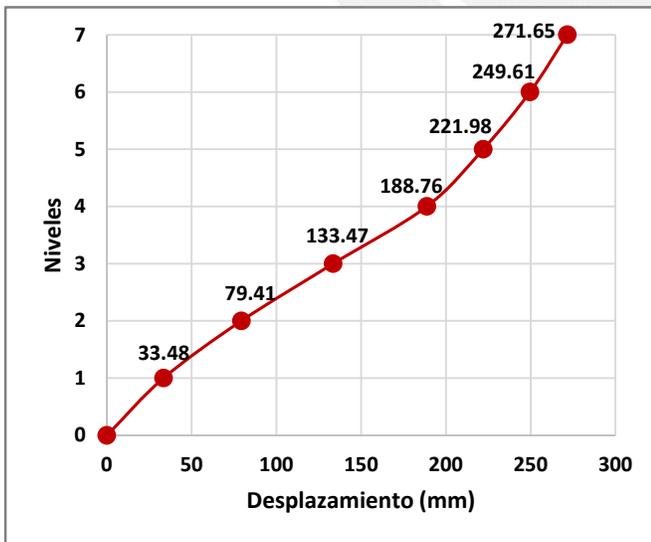


Figura 5.10. Desplazamientos y derivas de cada nivel en X.

A diferencia del FBD, la obtención de los resultados no depende de algún método de combinación para varios modos de vibración. Es en la etapa de diseño donde recién se toma en cuenta la influencia de estos.



## **Capítulo VI: Análisis Estático No Lineal “Pushover”**

En el siguiente capítulo se tiene la finalidad de ilustrar el proceso de aplicación del Análisis Estático No Lineal “Pushover” para el caso de estudio. Este análisis permitirá determinar la respuesta según la estructura bajo varios niveles de sollicitación sísmica. En el análisis se introducirá un patrón de cargas laterales en base a las fuerzas determinadas mediante el FBD y el DDBD. Además, en este capítulo se presentarán las definiciones previas en el modelo para poder realizar el análisis “Pushover” tales como las leyes constitutivas de los materiales, la asignación de rótulas plásticas en los elementos estructurales, los criterios de aceptación del desempeño, etc. Finalmente, luego de realizado el análisis considerando los métodos FBD y DDBD, se establecerá el punto de desempeño y se definirá si la estructura tendrá un adecuado comportamiento frente a los patrones de carga establecidos

### **6.1 Generalidades del modelo en ETABS**

El software ETABS fue utilizado tanto para realizar el análisis estructural, como el análisis dinámico modal espectral. En base a dicho modelo, el software permite realizar el Análisis Estático No Lineal, pero se deben realizar algunas modificaciones previas.

Ya se mencionó que en el Pushover la estructura es sometida a un patrón de cargas laterales que incrementa a medida que avanza el análisis hasta que se produce el colapso de la estructura. En dicho proceso, los elementos estructurales van deformándose y disipando energía en forma de rótulas plásticas. En el diseño estructural por capacidad, se toma en cuenta la zona en la que se desea la formación de dichos mecanismos y en qué elementos se deberían formar para evitar un colapso imprevisto. El análisis se realiza tanto en la dirección X como en Y.

#### **6.1.1 Modelamiento de elementos de concreto armado según ASCE 41-13**

##### **6.1.1.1 Diagrama momento-curvatura para vigas**

Para realizar el análisis “Pushover”, es necesario proporcionar al programa distintos parámetros para considerar el comportamiento no lineal de los elementos estructurales. A través del diagrama momento-curvatura se puede tomar en cuenta este comportamiento y deberá ser definido según el armado de cada uno de los elementos estructurales.

Cuando se trata de las vigas, el programa ETABS permite asigna las rótulas plásticas automáticamente basándose en las tablas proporcionadas por ASCE 41-13, las cuales han sido adoptadas y modificadas de FEMA 356. Las tablas en mención han sido desarrolladas mediante

diversos ensayos en distintos arreglos de armaduras y secciones, generando un diagrama generalizado del momento-curvatura.

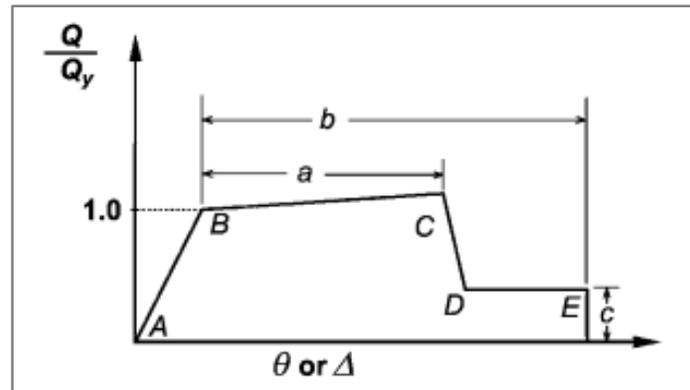


Figura 6.1. Diagrama generalizado de momento-curvatura.

Tomado de "ASCE 41-13", 2013.

La figura 6.1 representa una idealización general de la relación momento-curvatura en secciones de concreto armado. En la recta AB se representa el comportamiento elástico de la sección, donde B será el punto de fluencia. La recta BC representa la zona de endurecimiento. La recta CD representa una disminución en la capacidad de resistencia, finalmente la recta DE se interpreta como una reducción sustancial de la resistencia, donde el punto E establece la pérdida total de la resistencia.

ASCE 41-13 propone las siguientes tablas para la representación de la relación momento-curvatura en vigas y columnas, las cuales dependerán de la cuantía a flexión, del refuerzo transversal y de la condición que controla su comportamiento:

Tabla 6.1

Parámetros para modelado de vigas en análisis no lineal

**Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams**

Conditions			Modeling Parameters <sup>a</sup>			Acceptance Criteria <sup>a</sup>		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
			a	b		Performance Level		
					c	IO	LS	CP
Condition 1. Beams controlled by flexure <sup>b</sup>								
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement <sup>c</sup>	$V$						
$\rho_{min}$		$b_w d \sqrt{f'_c}$						
$\leq 0.0$	C	$\leq 3$ (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
$\leq 0.0$	C	$\geq 6$ (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
$\geq 0.5$	C	$\leq 3$ (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
$\geq 0.5$	C	$\geq 6$ (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
$\leq 0.0$	NC	$\leq 3$ (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
$\leq 0.0$	NC	$\geq 6$ (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
$\geq 0.5$	NC	$\leq 3$ (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
$\geq 0.5$	NC	$\geq 6$ (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01

Nota: Tomado de "ASCE 41-13", 2013.

Tabla 6.2

Parámetros para modelo de columnas en análisis no lineal.

**Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns**

Conditions			Modeling Parameters <sup>a</sup>			Acceptance Criteria <sup>a</sup>		
			Plastic Rotations Angle (radians)	Residual Strength Ratio	c	Plastic Rotations Angle (radians)		
						IO	LS	CP
Condition i. <sup>b</sup>			a	b				
$\frac{P}{A_c f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$		0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$		0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
$\leq 0.1$	$= 0.002$		0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
$\geq 0.6$	$= 0.002$		0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005
Condition ii. <sup>b</sup>								
$\frac{P}{A_c f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$						
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$	$\leq 3 (0.25)$	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$	$\geq 6 (0.5)$	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$	$\leq 3 (0.25)$	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$	$\geq 6 (0.5)$	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
$\leq 0.1$	$\leq 0.0005$	$\leq 3 (0.25)$	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
$\leq 0.1$	$\leq 0.0005$	$\geq 6 (0.5)$	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
$\geq 0.6$	$\leq 0.0005$	$\leq 3 (0.25)$	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
$\geq 0.6$	$\leq 0.0005$	$\geq 6 (0.5)$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Nota: Tomado de “ASCE 41-13”, 2013.

### 6.1.1.2 Diagrama momento-curvatura para muros estructurales

La metodología propuesta por ASCE 41-13 consiste primero en diferenciar el tipo de comportamiento del muro. Los muros son considerados como elementos que trabajan tanto a flexión como a fuerza cortante. Un muro será considerado como elemento a flexión (muro esbelto) si su relación del aspecto (Altura/Longitud) es mayor a 3. Por otro lado, si la relación del aspecto es menor a 1.5, será considerado como elemento a fuerza cortante (muro corto).

Tabla 6.3

Parámetros para modelar muros controlados por flexión.

**Table 10-19. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—R/C Shear Walls and Associated Components Controlled by Flexure**

Conditions			Plastic Hinge Rotation (radians)			Residual Strength Ratio			Acceptable Plastic Hinge Rotation <sup>a</sup> (radians)		
			a	b	c	IO	LS	CP	Performance Level		
i. Shear walls and wall segments											
$\frac{(A_c - A'_c) f_c + P}{t_w l_w f'_c}$	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$	Confined Boundary <sup>b</sup>	0.015								
$\leq 0.1$	$\leq 4$	Yes	0.010	0.020	0.75	0.005	0.015	0.020			
$\leq 0.1$	$\geq 6$	Yes	0.009	0.015	0.40	0.004	0.010	0.015			
$\geq 0.25$	$\leq 4$	Yes	0.005	0.012	0.60	0.003	0.009	0.012			
$\geq 0.25$	$\geq 6$	Yes	0.008	0.010	0.30	0.0015	0.005	0.010			
$\leq 0.1$	$\leq 4$	No	0.006	0.015	0.60	0.002	0.008	0.015			
$\leq 0.1$	$\geq 6$	No	0.003	0.010	0.30	0.002	0.006	0.010			
$\geq 0.25$	$\leq 4$	No	0.002	0.005	0.25	0.001	0.003	0.005			
$\geq 0.25$	$\geq 6$	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.002	0.004			
ii. Shear wall coupling beams <sup>c</sup> Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement <sup>d</sup>				0.050							
	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$										
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement	$\leq 3$		0.025	0.040	0.75	0.010	0.025	0.050			
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	$\geq 6$		0.020	0.035	0.50	0.005	0.020	0.040			
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	$\leq 3$		0.020	0.025	0.50	0.006	0.020	0.035			
Diagonal reinforcement	$\geq 6$	NA	0.010	0.050	0.25	0.005	0.010	0.025			

Nota: Tomado de “ASCE 41-13”, 2013.

Tabla 6.4

Parámetros para modelar muros controlados por corte.

Table 10-20. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—R/C Shear Walls and Associated Components Controlled by Shear

Conditions	Total Drift Ratio (%), or Chord Rotation (radians) <sup>g</sup>			Strength Ratio		Acceptable Total Drift (%) or Chord Rotation (radians) <sup>g</sup>		
	d	e	g	c	f	Performance Level		
						IO	LS	CP
i. Shear walls and wall segments <sup>a</sup>								
$\frac{(A_w - A'_w)f_c + P}{t_w l_w f'_c} \leq 0.05$	1.0	2.0	0.4	0.20	0.6	0.40	1.5	2.0
$\frac{(A_w - A'_w)f_c + P}{t_w l_w f'_c} > 0.05$	0.75	1.0	0.4	0.0	0.6	0.40	0.75	1.0
ii. Shear wall coupling beams <sup>a</sup>								
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement <sup>d</sup>	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$							
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement	$\leq 3$	0.02	0.030		0.60	0.006	0.020	0.030
	$\geq 6$	0.016	0.024		0.30	0.005	0.016	0.024
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	$\leq 3$	0.012	0.025		0.40	0.006	0.010	0.020
	$\geq 6$	0.008	0.014		0.20	0.004	0.007	0.012

Nota: Tomado de “ASCE 41-13”, 2013.

### 6.1.2 Asignación de rótulas plásticas en los elementos de concreto armado

A medida que el movimiento sísmico se intensifica, los elementos dentro de una estructura empiezan a disipar energía. Una de las formas de disipación de la energía es la formación de rótulas plásticas. En el diseño por capacidad, lo que se buscó fue diseñar los elementos para evitar fallas frágiles ocasionadas por fuerzas cortantes. Para ello, en el diseño se consideró zonas de posible formación de rótulas plásticas, en las que se adoptaron criterios más estrictos.

En el “Pushover”, al ser un análisis de carga incremental hasta el colapso, se observa la formación de los mecanismos plásticos en los distintos elementos. Dicho esto, es necesario asignar estos mecanismos en el modelo para retratar este comportamiento. En general, la ubicación de las rótulas plásticas puede darse en cualquier posición del elemento, evitando que se de en los nudos. Generalmente se establece a una distancia equivalente al 5% o 10% del elemento tipo frame (CSI, 2011). Para este caso, se asumió una distancia del 10% de la longitud de las vigas y columnas.

En las vigas y columnas, las rótulas plásticas son asignadas directamente del programa, el cual tiene predeterminadas las tablas contenidas en ASCE 41-13. El tipo de rótula plástica que se considera para las vigas será M3 y está referida a la flexión. En las columnas, la rótula plástica será del tipo fuerza axial y momento en dos direcciones (P-M2-M3).

En el caso de los muros estructurales, también se asignan las rótulas plásticas de manera automática de las tablas del ASCE 41-13, las cuales serán de tipo P-M3. A diferencia de las vigas y columnas, en los muros el programa asume que estos mecanismos se forman en el centro de los muros, ya que este mecanismo se asocia a fallas por corte. En fallas relacionadas a flexión, el mecanismo suele formarse en la base de los muros.

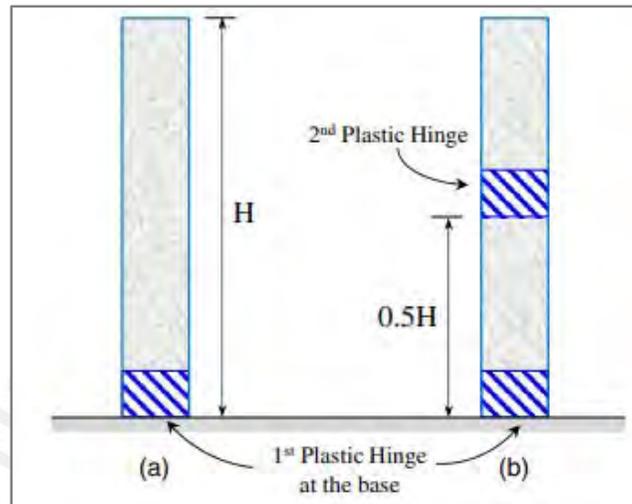


Figura 6.2. Formación de rótulas plásticas en muros de concreto armado.

Tomado de "Seismic Response Analysis of RC C-Shaped Core Walls Subjected to Combined Flexure, Shear and Torsion", por Arabzadeh, H. y Galal, K., 2018.

En el programa se seleccionan las vigas y las columnas, y se asignan las rótulas plásticas que les corresponden, previamente definidas, en la posición deseada. Asimismo, se seleccionan los muros y se asigna la rótula P-M3. ETABS modela las rótulas como puntos discretos, en los cuales ocurren todas las deformaciones plásticas (CSI, 2011).

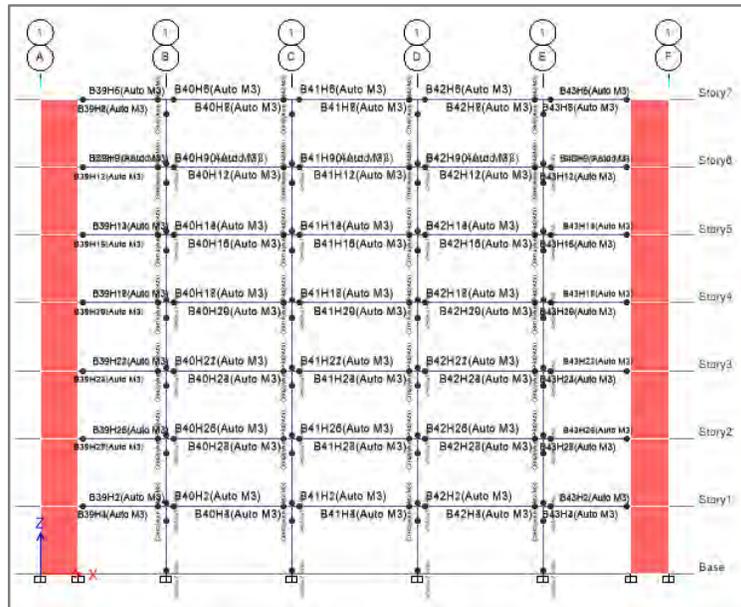


Figura 6.3. Rótulas plásticas generadas en vigas y columnas en ETABS.

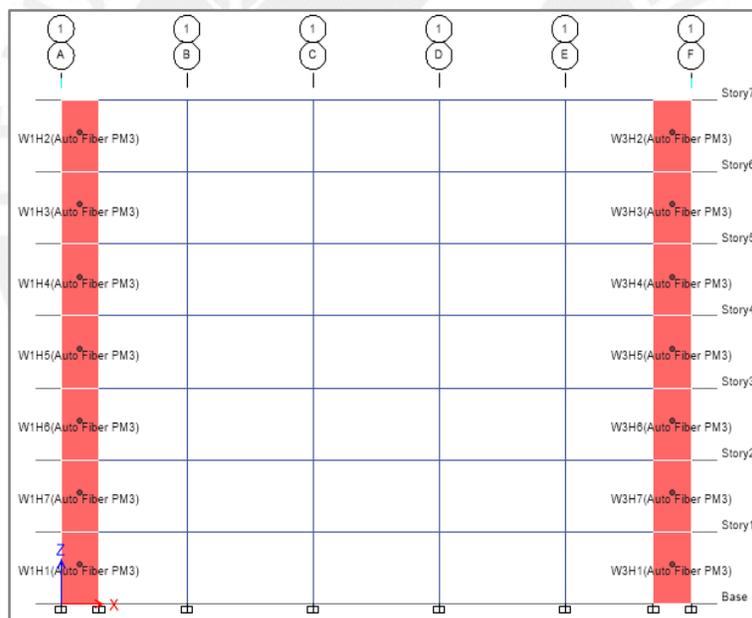


Figura 6.4. Rótulas plásticas en muros de concreto armado en ETABS.

### 6.1.3 Rigidez efectiva de elementos de concreto armado

El modelo para realizar el Análisis Estático No Lineal debe ser lo más aproximado al comportamiento que tendrá la estructura. En ese sentido, se debe modificar el valor de la rigidez de los elementos de concreto armado y reemplazarlo por el valor de la rigidez efectiva, ya que es necesario considerar la pérdida progresiva de la rigidez cuando la carga lateral incrementa su intensidad. Los siguientes valores son propuestos ASCE 41-13:

Tabla 6.5

Valores de rigidez efectiva para elementos del concreto armado.

**Table 10-5. Effective Stiffness Values**

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed <sup>d</sup>	$0.3E_c I_c$	$0.4E_c A_c$	—
Beams—prestressed <sup>d</sup>	$E_c I_c$	$0.4E_c A_c$	—
Columns with compression caused by design gravity loads $\geq 0.5A_c f_c'$	$0.7E_c I_c$	$0.4E_c A_c$	$E_c A_c$
Columns with compression caused by design gravity loads $\leq 0.1A_c f_c'$ or with tension	$0.3E_c I_c$	$0.4E_c A_c$	$E_c A_c$ (compression) $E_c A_c$ (tension)
Beam-column joints	Refer to Section 10.4.2.2.1	—	$E_c A_c$
Flat slabs—nonprestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_c A_c$	—
Flat slabs—prestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_c A_c$	—
Walls-cracked <sup>b</sup>	$0.5E_c A_c$	$0.4E_c A_c$	$E_c A_c$ (compression) $E_c A_c$ (tension)

<sup>d</sup>For T-beams,  $I_c$  can be taken as twice the value of  $I_c$  of the web alone. Otherwise,  $I_c$  should be based on the effective width as defined in Section 10.3.1.3. For columns with axial compression falling between the limits provided, flexural rigidity should be determined by linear interpolation. If interpolation is not performed, the more conservative effective stiffnesses should be used.  
<sup>b</sup>See Section 10.7.2.2.

Nota: Tomado de “ASCE 41-13”, 2013.

En la tabla 6.5 se puede apreciar que no existe un valor para los muros de concreto de sección no agrietada, por lo que para estos elementos se adoptará el valor  $0.8E_g I_c$  perteneciente a la norma FEMA 356.

### 6.1.4 Patrones de carga lateral

#### 6.1.4.1 Patrón de carga lateral según FBD

Según el patrón de carga lateral que se considerará en el “Pushover” será el obtenido del análisis sísmico según la Norma E.030. Si bien ASCE 41-13 define una distribución de fuerzas para este tipo de análisis, los criterios presentados en dicho documento presentan parámetros que son distintos en Perú, por ello se decide adoptar la fuerza de diseño escalada y distribuida en altura. El patrón definido aplica en ambas direcciones de análisis, ya que la fuerza cortante resultó ser igual en ellas.

Tabla 6.6

Patrón de cargas laterales para "Pushover" según FBD.

Nivel	Fx (Tonf)	Fy (Tonf)
7	108.48	108.48
6	123.17	123.17
5	102.64	102.64
4	82.11	82.11
3	61.59	61.59
2	41.06	41.06
1	20.53	20.53

#### 6.1.4.2 Patrón de carga lateral según DDBD

Similar al caso de FBD, el patrón de cargas laterales corresponderá al obtenido siguiendo la metodología DDBD. En este caso, las fuerzas cortantes en cada dirección serán diferentes, ya que así resultaron del análisis. A continuación, se mostrará las fuerzas laterales en cada nivel:

Tabla 6.7

Patrón de cargas laterales para "Pushover" según DDBD.

Nivel	Fx (Tonf)	Fy (Tonf)
7	118.72	110.77
6	134.77	125.74
5	112.31	104.79
4	89.85	83.83
3	67.39	62.87
2	44.92	41.91
1	22.46	20.96

#### 6.1.5 Consideraciones finales del modelo

Antes de proceder con el análisis, se debe verificar la condición de empotramiento en la base, ya que no se considera para este análisis la interacción suelo-estructura. Asimismo, se debe definir un nodo de control para monitorear el procedimiento. Este punto debe ubicarse en el último nivel de la edificación. El nodo elegido en cada dirección será el que se encuentre en el centro de masas del último nivel. El proceso de análisis se realiza mediante pasos, en los cuales se itera hasta encontrar una solución.

#### 6.1.6 Resultados del análisis "Pushover"

##### 6.1.6.1 Formación de rótulas plásticas

Luego de realizado el análisis en cada dirección, se puede apreciar la formación de las rótulas plásticas en los elementos estructurales. Según el programa asigna un color determinado para las rótulas de acuerdo al estado que alcanza en cada paso según las figuras 6.6 y 6.7, a su vez extraídas de ASCE 41-13. La simbología presentada por el programa es:

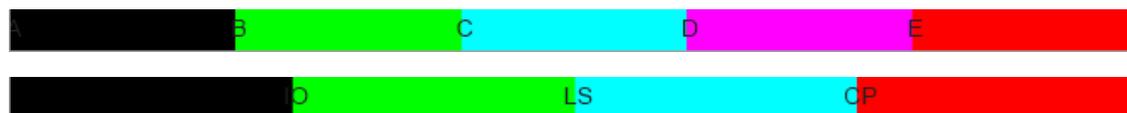


Figura 6.5. Identificación de rótulas plásticas.

Tomado de "CSI Structures – ETABS", 2020.

De acuerdo a Suárez, C. (s/f), es recomendable que las rótulas plásticas no entren a un nivel de seguridad de vida hasta pasados los primeros 5 ciclos de carga. Se debe esperar que la secuencia de formación de los mecanismos empiece en las columnas, para luego producirse en las columnas y finalmente en los muros. A continuación, se puede verificar la formación de rótulas plásticas:

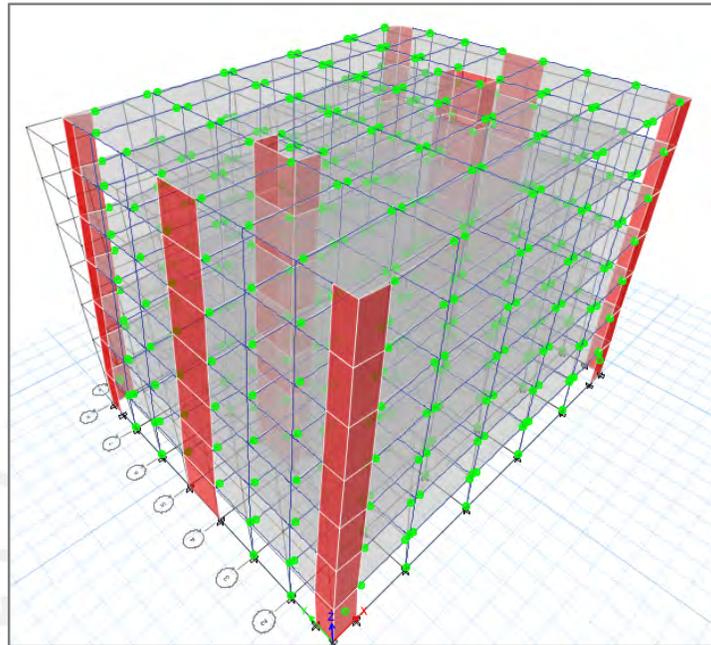


Figura 6.6. Formación de rótulas plásticas.

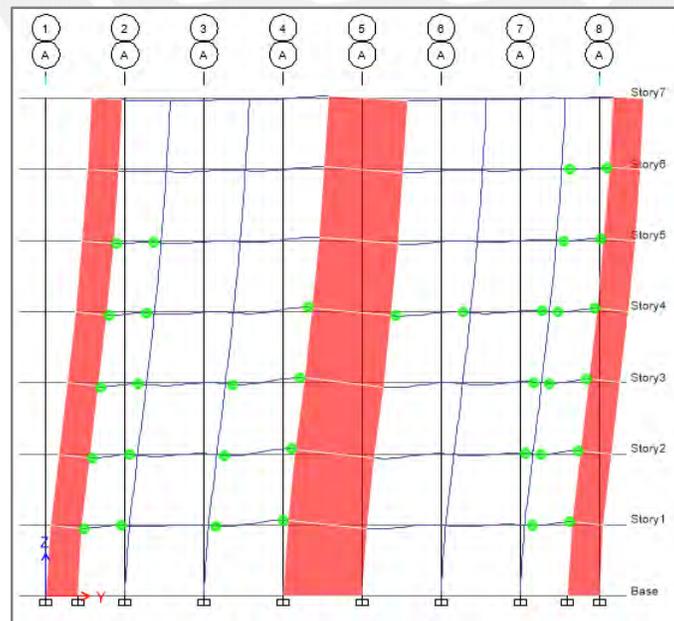


Figura 6.7. Etapa inicial de formación de rótulas plásticas.

### 6.1.6.2 Curva de capacidad

Ya se hizo mención a que el producto final del análisis Pushover es la curva de capacidad de la estructura. Esta gráfica representa el incremento de la resistencia hasta la falla. A medida que las fuerzas laterales incrementan, la estructura se desplaza más. Esta representación del comportamiento ante cargas laterales es importante; ya que, mediante los desplazamientos, se puede evaluar el nivel de daño que se puede alcanzar en la estructura.

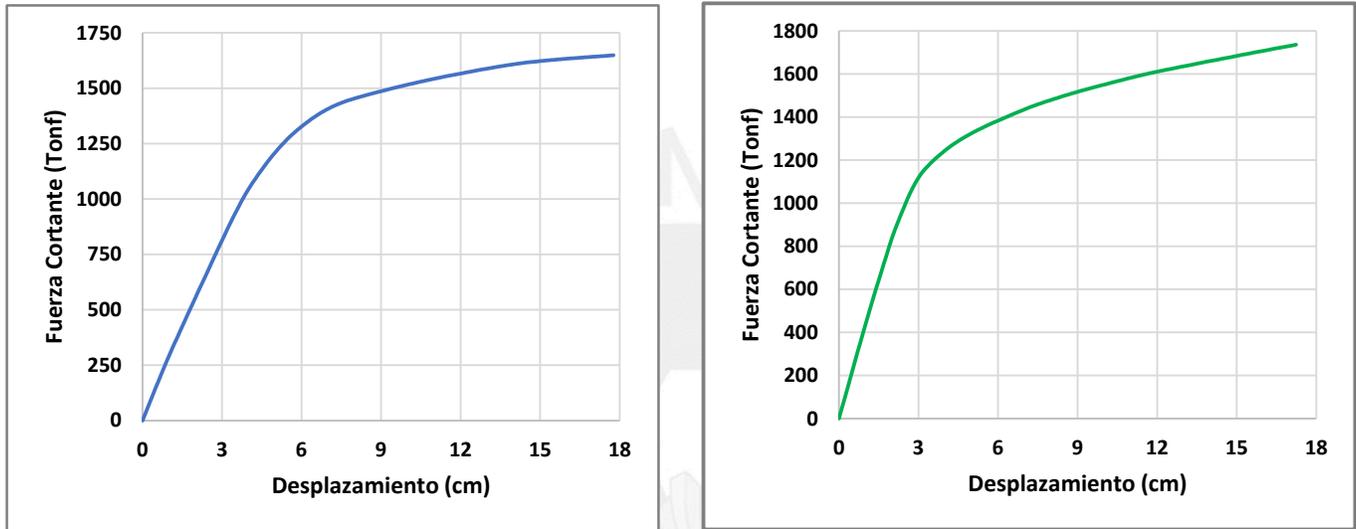


Figura 6.8. Curvas de capacidad en la dirección X y en Y para FBD.

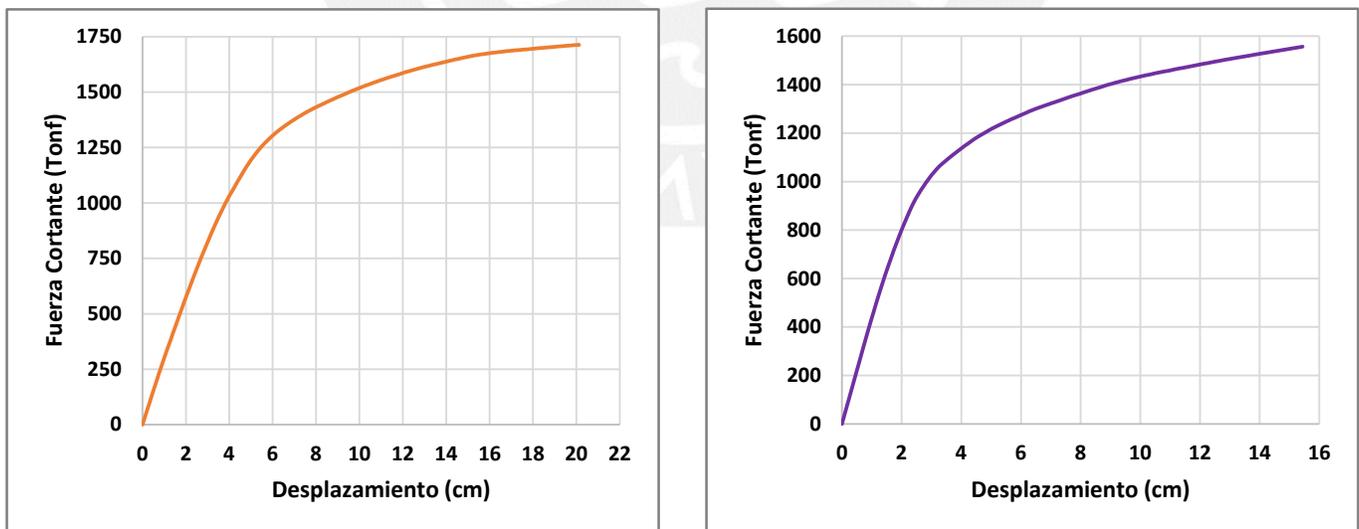


Figura 6.9. Curvas de capacidad en la dirección X y en Y para DDBD.

### 6.1.6.3 Espectro de capacidad

Es necesario convertir la curva de capacidad a un espectro de capacidad para así poder interceptar con el espectro de demanda y hallar el punto de desempeño. En el capítulo 3 se presentó la metodología para obtener este espectro, siguiendo los nuevos aportes hechos por FEMA 440. A continuación, se muestran los espectros en ambas direcciones de análisis:

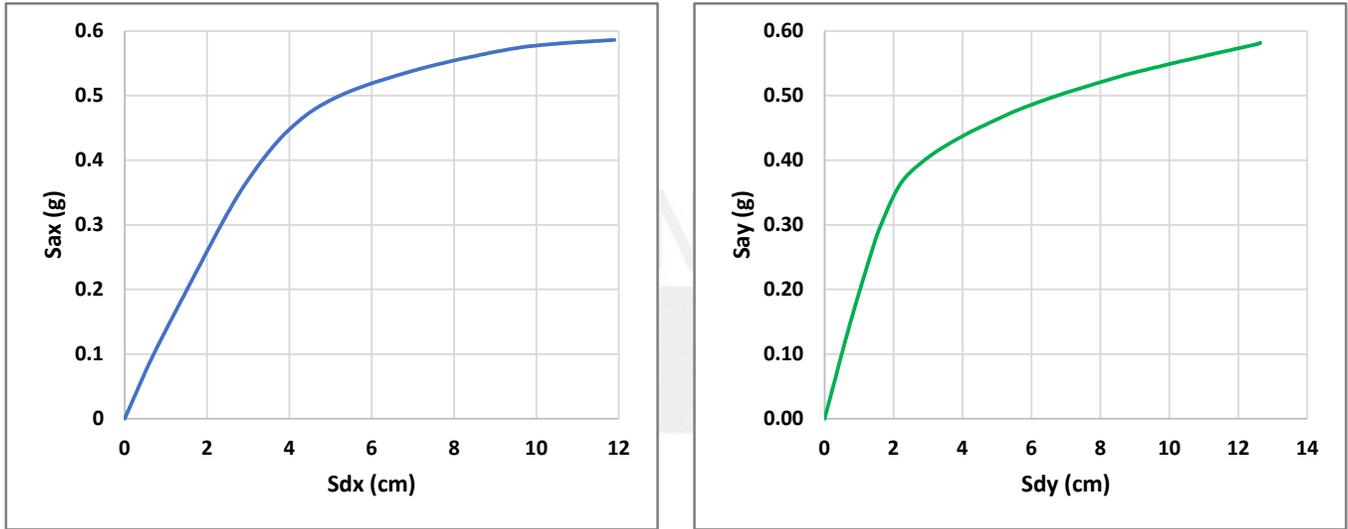


Figura 6.10. Espectro de capacidad en X y en Y para FBD.

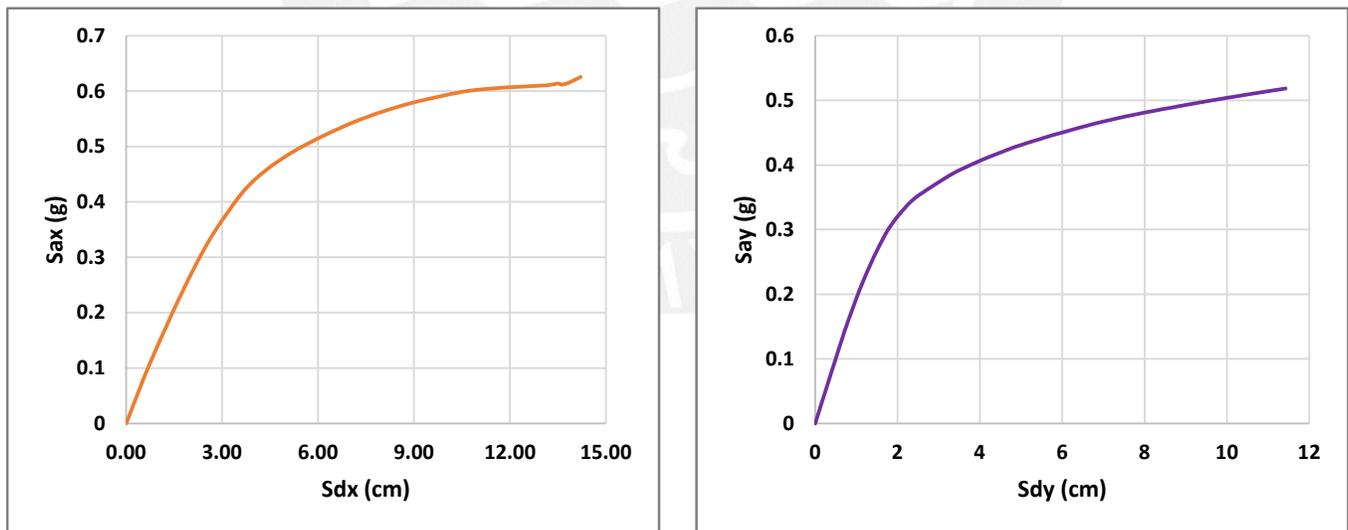


Figura 6.11. Espectro de capacidad en X y en Y para DDBD.

### 6.1.6.4 Espectro de demanda

El espectro de pseudo-aceleraciones de la Norma E.030 debe ser convertido a un formato  $S_a$  vs  $S_d$  para compatibilizar con el espectro de capacidad y determinar el punto de desempeño. En el capítulo de metodología se explica el procedimiento para realizar dicha conversión.

En el presente trabajo se considerarán cuatro niveles de demanda sísmica: Frecuente, Ocasional, Raro y Muy Raro, los cuales han sido estudiados por investigadores como Silva, W. (2002); Muñoz, A. et. al. (2002); y Zegarra, L. y Yeckle, L. (2002). A diferencia de la demanda expresada en ASCE 41-13, estos cuatro niveles corresponden a las condiciones peruanas.

Tabla 6.8

Niveles de demanda sísmica.

Sismo	Frecuente	Ocasional	Raro	Muy Raro
Demanda	$S_{a1} = \frac{S_{ae}}{3}$	$S_{a2} = 1.4S_{a1}$	$S_{a3} = S_{ae}$	$S_{a4} = 1.3S_{ae}$

En la tabla 6.8,  $S_{ai}$  hace referencia a la pseudo-aceleración espectral para cada nivel de demanda sísmica. Por su parte,  $S_{ae}$  representa la pseudo-aceleración espectral elástica, esto quiere decir que el espectro no ha sido afectado por el factor de la reducción de resistencia  $R$ . El resto de parámetros utilizados para definir el espectro según su Norma E.030 ( $Z$ ,  $U$ ,  $C$ ,  $S$ ) se mantienen. Aplicando las fórmulas expuestas en FEMA 440 para la conversión a espectro de capacidad se tendrá:

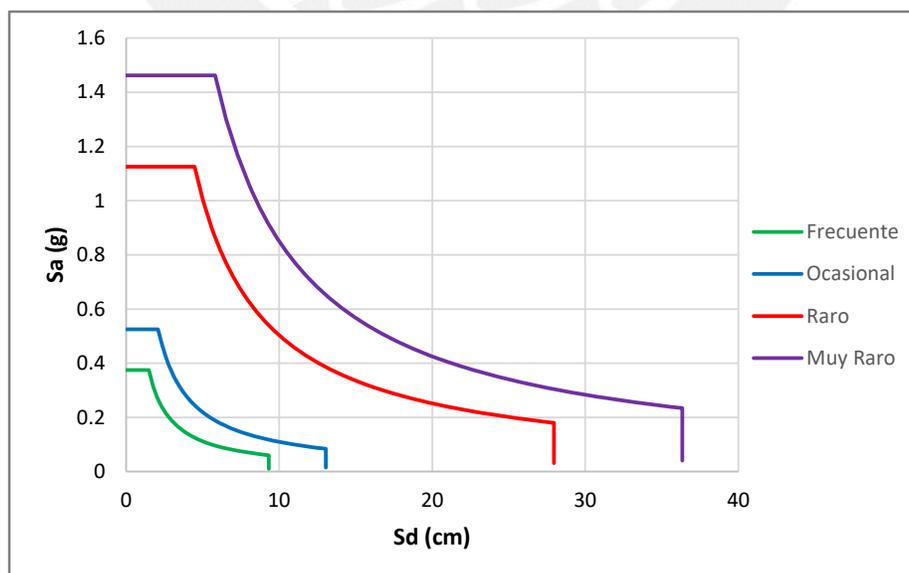


Figura 6.12. Espectros de demanda para cada nivel de sismo.



Tabla 6.9

Punto de desempeño en X para FBD.

Ítem	Nivel de demanda sísmica			
	Frecuente	Ocasional	Raro	Muy Raro
Fuerza cortante (Tonf)	1181.18	1327.98	1565.16	1644.32
Desplazamiento (cm)	4.70	5.75	7.85	15.60
Sa (g)	0.40	0.46	0.55	0.58
Sd (cm)	3.38	4.13	7.85	10.90
$\mu$	2.84	2.54	2.86	3.54

Tabla 6.10

Punto de desempeño en Y para FBD.

Ítem	Nivel de demanda sísmica			
	Frecuente	Ocasional	Raro	Muy Raro
Fuerza cortante (Tonf)	1084.38	1213.57	1548.77	1610.73
Desplazamiento (cm)	2.84	3.70	9.95	12.01
Sa (g)	0.36	0.40	0.51	0.53
Sd (cm)	2.12	2.79	7.46	8.92
$\mu$	1.81	1.91	3.97	4.61

Tabla 6.11

Punto de desempeño en X para DDBD.

Ítem	Nivel de demanda sísmica			
	Frecuente	Ocasional	Raro	Muy Raro
Fuerza cortante (Tonf)	979.32	1180.03	1529.51	1650.72
Desplazamiento (cm)	3.72	4.91	10.28	14.56
Sa (g)	0.34	0.41	0.55	0.59
Sd (cm)	2.67	3.52	7.22	10.15
$\mu$	2.56	2.51	2.98	3.65

Tabla 6.12

Punto del desempeño en la dirección Y para DDBD.

Ítem	Nivel de demanda sísmica			
	Frecuente	Ocasional	Raro	Muy Raro
Fuerza cortante (Tonf)	861.36	1028.74	1380.56	1430.02
Desplazamiento (cm)	2.21	3.02	8.42	9.88
Sa (g)	0.28	0.34	0.46	0.47
Sd (cm)	1.64	2.26	6.37	7.45
$\mu$	1.83	1.99	3.89	4.40

### 6.1.6.6 Desempeño de la estructura

El punto del desempeño obtenido para los diferentes niveles de demanda sísmica considerados requiere de un parámetro para ser comparado y definir el nivel de daño que se ha alcanzado. El método de evaluación consiste en seccionar la curva de capacidad o el espectro de capacidad en varias zonas de acuerdo al nivel de desempeño. Se obtuvo el siguiente nivel de desempeño para cada dirección de análisis:

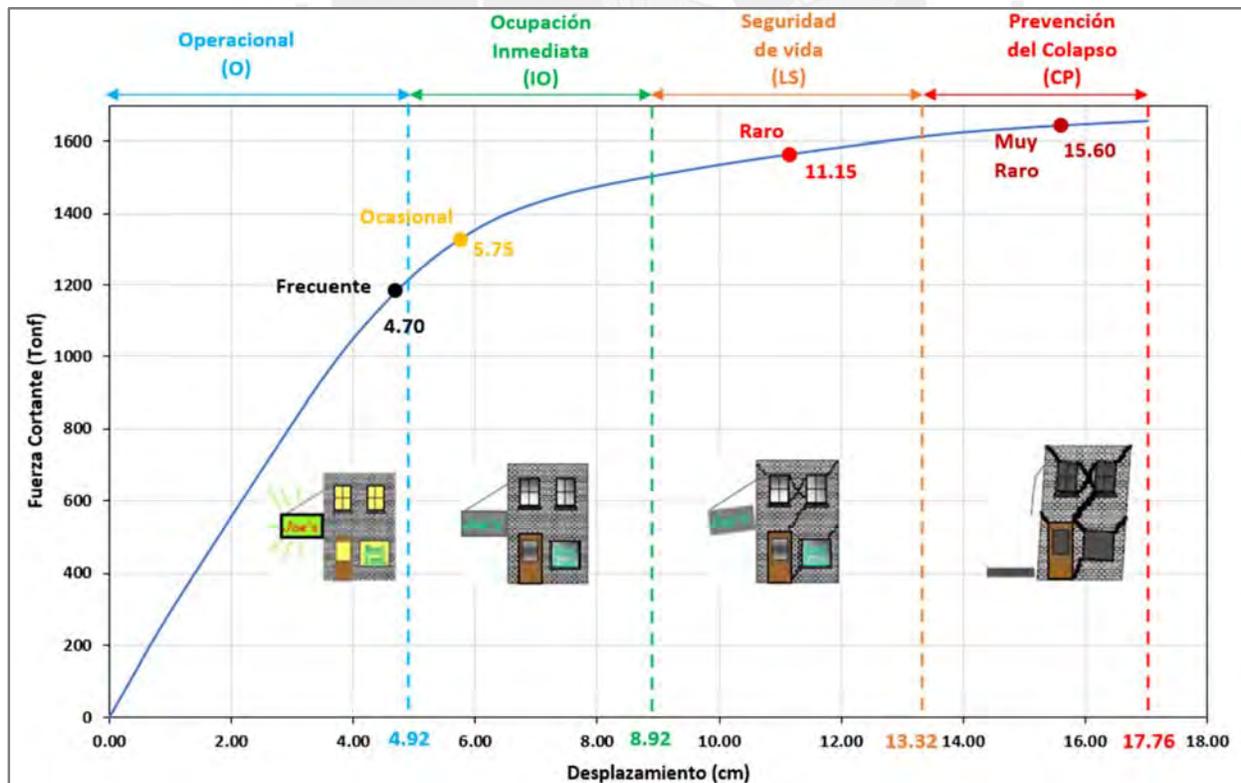


Figura 6.14. Desempeño de la estructura en X para FBD según distintos niveles sísmicos.

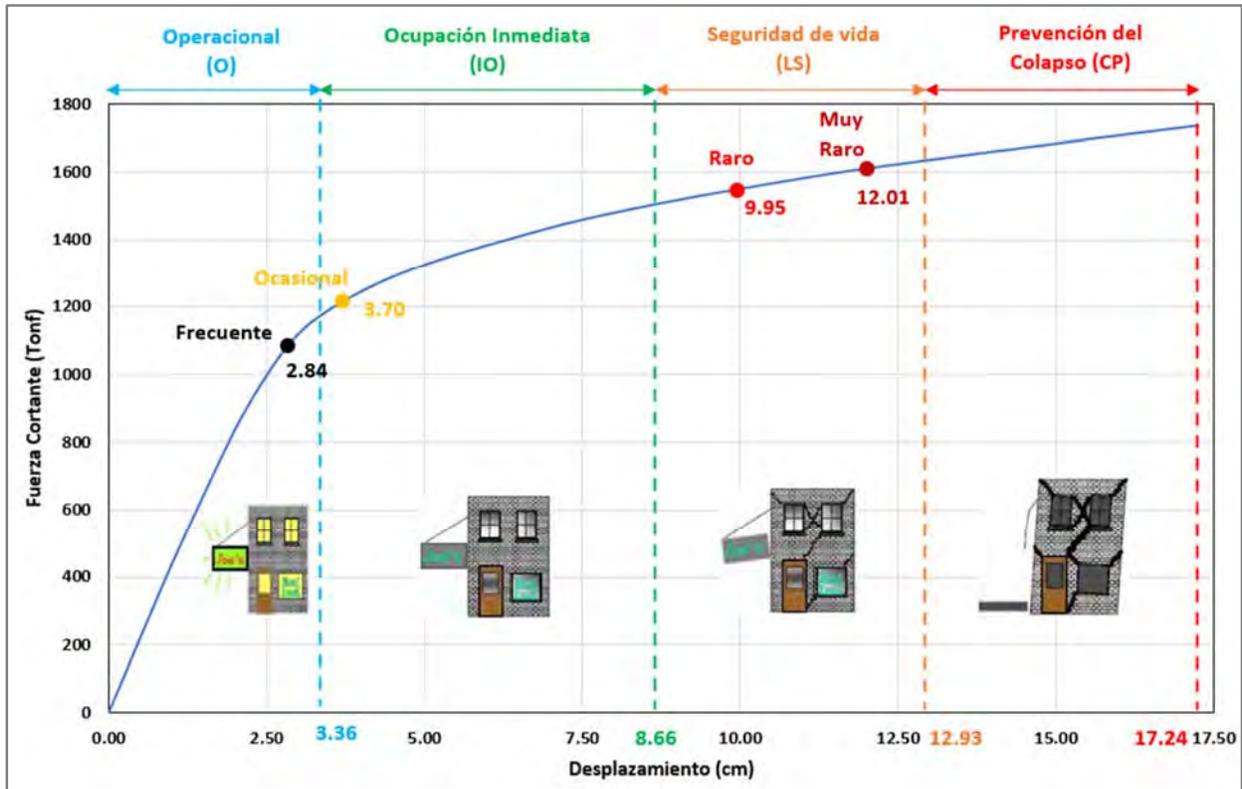


Figura 6.15. Desempeño de la estructura en Y para FBD según distintos niveles sísmicos.

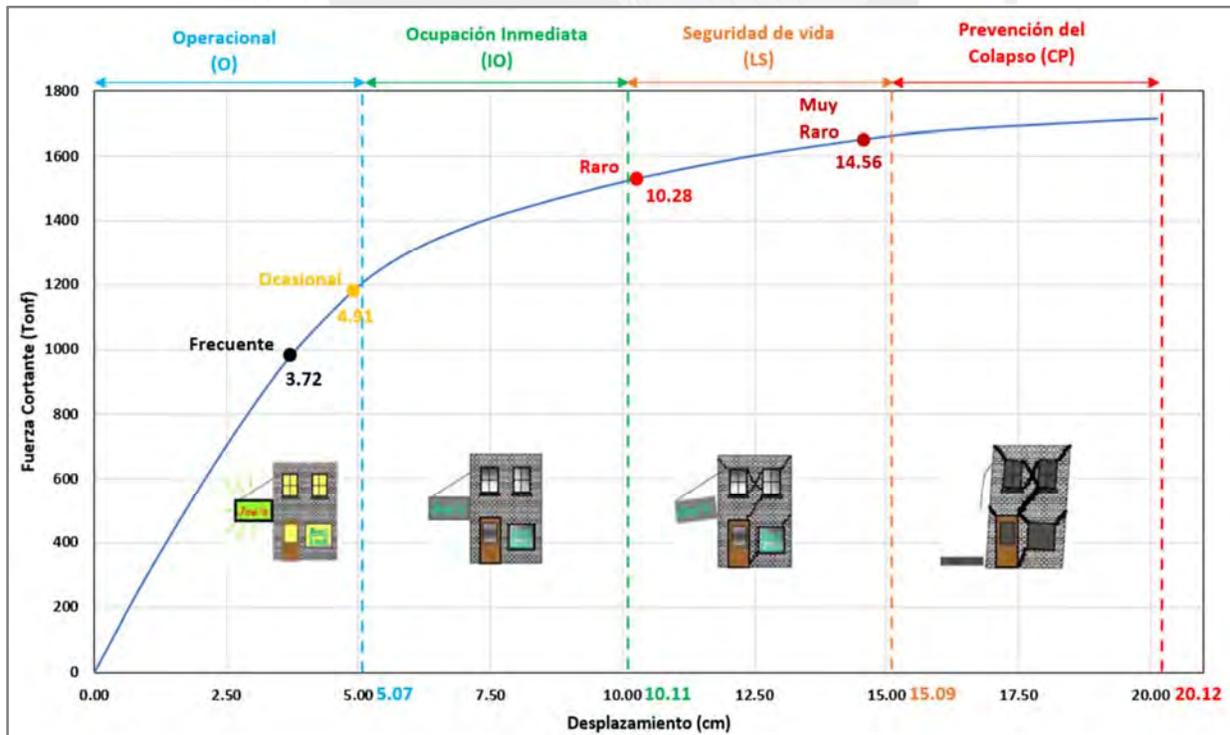


Figura 6.16. Punto de desempeño en X para DDBD según distintos niveles sísmicos.

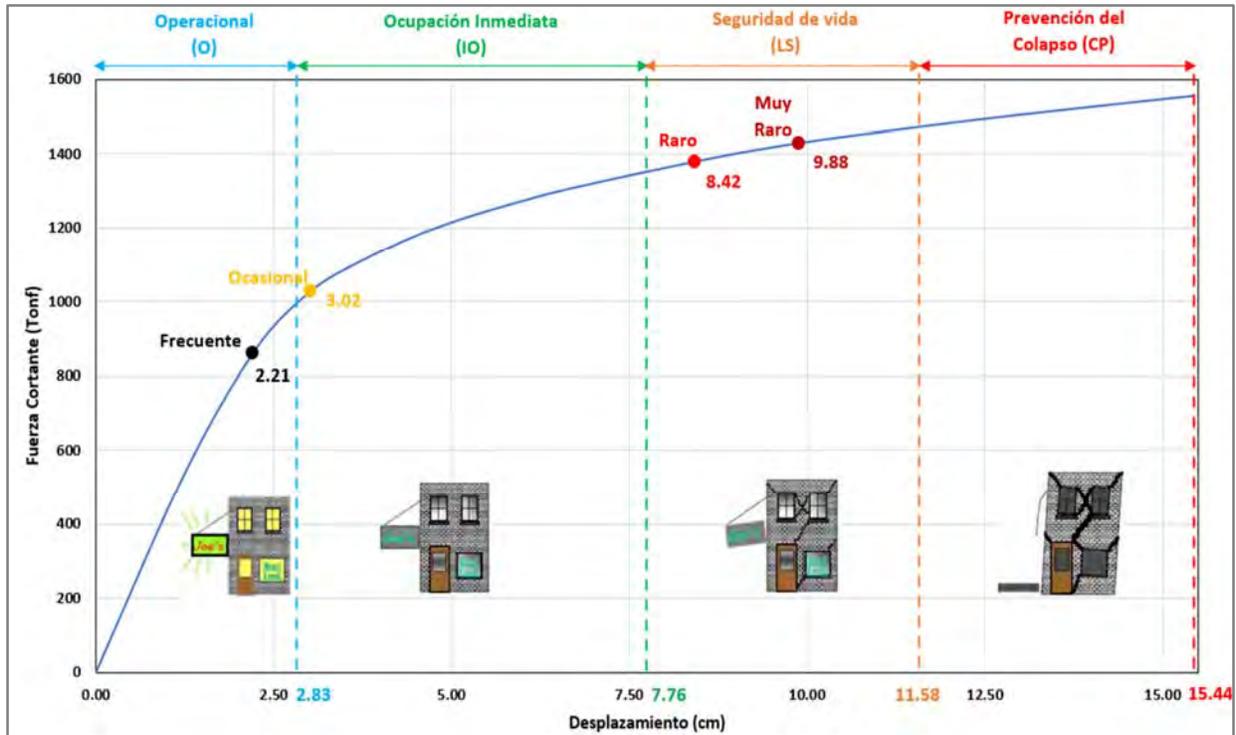


Figura 6.17. Punto de desempeño en Y para DDBD según distintos niveles sísmicos.

### 6.1.6.7 Matriz de desempeño

Los datos presentados en las figuras 6.14 a la 6.17 se pueden presentar en una matriz de desempeño estructural. Esta matriz ha sido elaborada a partir del seccionamiento del espectro de capacidad según ASCE 41-13.

Tabla 6.13

Matriz de desempeño estructural en X para FBD según ASCE 41-13.

Niveles de Sismo	Niveles de desempeño estructural			
	1-A Operacional	1-B Ocupación inmediata	3-C Seguridad de vida	5-E Prevención del colapso
<b>Frecuente (T.R. = 43 años) 50% en 30 años</b>				
<b>Ocasional (T.R. = 72 años) 20% en 50 años</b>				
<b>Raro (T.R.= 475 años) 10% en 50 años</b>				
<b>Muy Raro (T.R. = 2475 años) 2% en 50 años</b>				

Tabla 6.14

Matriz del desempeño estructural en Y para FBD según ASCE 41-13.

Niveles de Sismo	Niveles de desempeño estructural			
	1-A Operacional	1-B Ocupación inmediata	3-C Seguridad de vida	5-E Prevención del colapso
<b>Frecuente (T.R. = 43 años) 50% en 30 años</b>				
<b>Ocasional (T.R. = 72 años) 20% en 50 años</b>				
<b>Raro (T.R.= 475 años) 10% en 50 años</b>				
<b>Muy Raro (T.R. = 2475 años) 2% en 50 años</b>				

Tabla 6.15

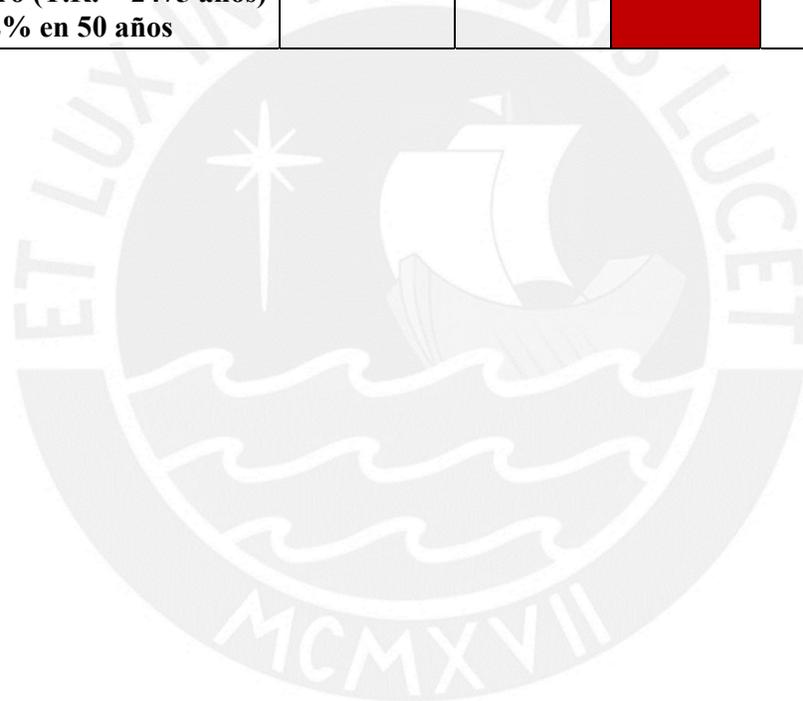
Matriz de desempeño en X para DDBD según ASCE 41-13.

Niveles de Sismo	Niveles de desempeño estructural			
	1-A Operacional	1-B Ocupación inmediata	3-C Seguridad de vida	5-E Prevención del colapso
<b>Frecuente (T.R. = 43 años) 50% en 30 años</b>				
<b>Ocasional (T.R. = 72 años) 20% en 50 años</b>				
<b>Raro (T.R.= 475 años) 10% en 50 años</b>				
<b>Muy Raro (T.R. = 2475 años) 2% en 50 años</b>				

Tabla 6.16

Matriz de desempeño en Y para DDBD según ASCE 41-13.

Niveles de Sismo	Niveles de desempeño estructural			
	1-A Operacional	1-B Ocupación inmediata	3-C Seguridad de vida	5-E Prevención del colapso
<b>Frecuente (T.R. = 43 años) 50% en 30 años</b>				
<b>Ocasional (T.R. = 72 años) 20% en 50 años</b>				
<b>Raro (T.R.= 475 años) 10% en 50 años</b>				
<b>Muy Raro (T.R. = 2475 años) 2% en 50 años</b>				



## Capítulo VII: Comparativa entre FBD y DDBD

### 7.1 Comparativa de resultados del análisis sísmico

En primer lugar, se presenta una diferencia entre los factores de reducción espectral. En el caso del FBD, este factor se aplica al espectro elástico de pseudo-aceleraciones para obtener un espectro elástico y depende del sistema estructural predominante. En el análisis realizado se obtuvo un valor de  $R = 7$  en ambas direcciones correspondiente a un sistema estructural dual. En el caso del DDBD, este factor de reducción se aplica al espectro de desplazamientos y no es el mismo para todas las estructuras dentro de un mismo sistema estructural. Este valor se calcula y depende del amortiguamiento y la ductilidad. En la dirección X se obtuvo un valor de  $R_x = 1.18$  y en la dirección Y un  $R_y = 1.25$ .

La diferencia entre los factores de reducción obtenidos en ambas metodologías es significativa. Esto se explica en la metodología que se siguió para obtenerlos. El valor del factor de reducción obtenido por FBD depende de las irregularidades que presenta la estructura, tanto en altura como en planta, y del coeficiente  $R_o$  que es el mismo para todas las estructuras dentro de un mismo sistema estructural. En cambio, el valor del factor obtenido por DDBD depende del amortiguamiento equivalente, el cual es único para cada estructura independientemente de que pertenezcan al mismo sistema estructural.

En el FBD, el factor de reducción de resistencia también permite relacionar los desplazamientos elásticos con los desplazamientos inelásticos mediante un factor que depende de la regularidad estructural. La Norma E.030 establece que se debe multiplicar por  $0.75R$  los resultados del análisis elástico para convertirlos en inelásticos en el caso de estructuras regulares y por  $0.85R$  en el caso de estructuras irregulares. En el DDBD, esta relación no existe, ya que el análisis considera la no linealidad desde el inicio. En su defecto, el parámetro  $R_\xi$  (factor de reducción por amortiguamiento) es comparable con los factores  $0.75$  y  $0.85$  de la norma peruana. En la dirección X, por DDBD, se obtuvo un valor de  $R_\xi = 0.85$ , mientras que en la dirección Y, un valor de  $R_\xi = 0.80$ . Por FBD, se obtuvo en ambas direcciones un factor de norma de  $0.75$  para estructuras regulares. Se evidencia que, para estructuras regulares, este parámetro por DDBD puede variar dependiendo de la dirección de análisis, mientras que por FBD es igual. Sin embargo, para este parámetro, los valores son muy cercanos en ambas metodologías.

Por otro lado, se puede apreciar una diferencia clara en el valor de la rigidez entre un método y otro. La rigidez de la estructura en el DDBD ( $K_{DDBD}$ ) corresponde a la rigidez secante equivalente ( $K_e$ ) que representa un modelo de la respuesta en el rango inelástico de la estructura y considera el daño al que se expondrá durante un movimiento sísmico, por ello se obtuvo un valor menor al obtenido por FBD ( $K_{FBD}$ ), en ambas direcciones, ya que en el método convencional la rigidez no considera la etapa inelástica. Los resultados pueden ser apreciados en la tabla 7.1.

El periodo estructural en ambas direcciones por DDBD resultó ser mucho mayor al periodo por FBD. Esto se explica mediante el nivel de desempeño considerado en el diseño. Al inicio del procedimiento se estableció que el diseño por DDBD se iba a realizar una deriva límite del 2.2% en X y de 1.8% en Y. En cambio, en el FBD se estableció una deriva límite del 0.7% según lo indica la Norma E.030.

El valor de la fuerza cortante basal del análisis sísmico resultó ser mayor por DDBD que por FBD. En ambos métodos, la fuerza fue mayor en la dirección X que en la dirección Y. En el FBD, la fuerza debe ser escalada para efectos de diseño según lo indica la Norma E.030, por lo que las fuerzas de diseño resultaron iguales en ambas direcciones. En cambio, en el DDBD para el diseño se utiliza la fuerza obtenida del análisis sin escalamiento. Las figuras 7.1 y 7.2, y la tabla 7.1 resumen los resultados más significativos obtenidos.

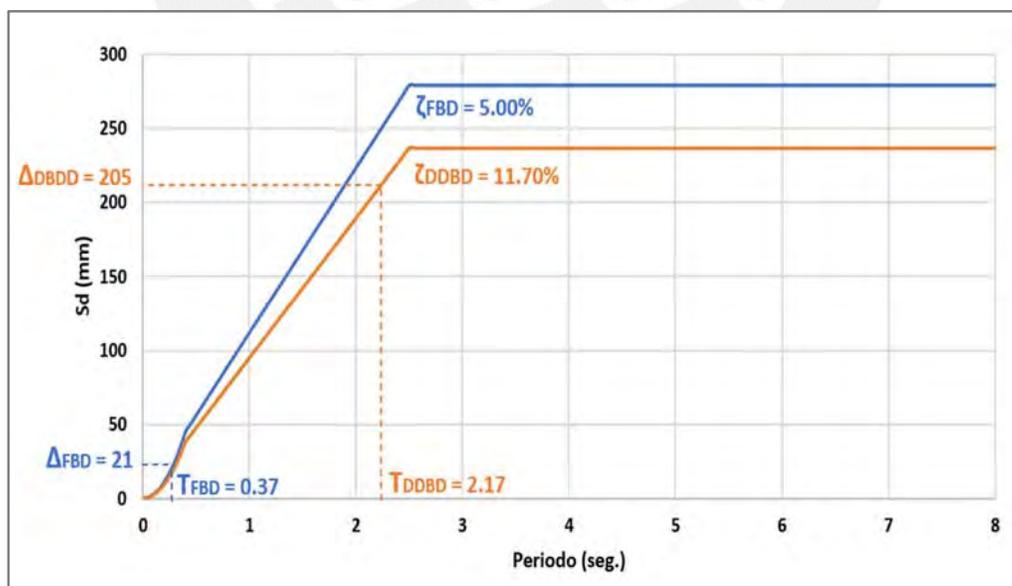


Figura 7.1. Comparativa entre espectros de desplazamiento en X de FBD y DDBD.

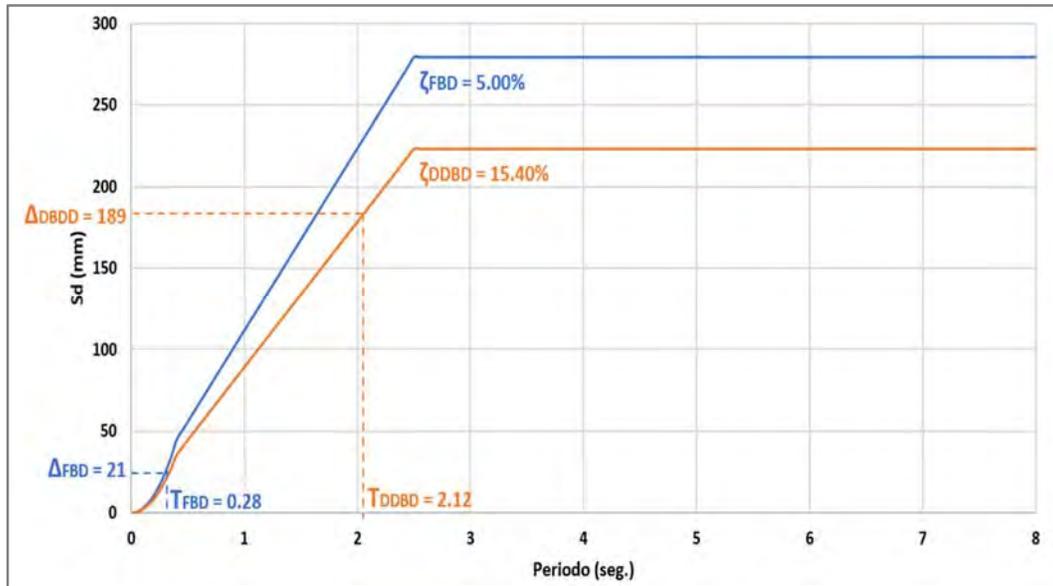


Figura 7.2. Comparativa entre espectros de desplazamiento en Y de FBD y DDBD.

Tabla 7.1

Comparativa de los resultados obtenidos mediante FBD y DDBD.

Parámetro	Dirección X		Dirección Y	
	FBD	DDBD	FBD	DDBD
R	7	1.18	7	1.25
T (seg.)	0.37	2.17	0.28	2.12
K (Tonf/m)	366157.37	2877.06	572654.19	2916.89
Δ (mm)	38	205	21	189
V basal (Tonf)	534.59	590.43	489.77	550.87

## 7.2 Desplazamientos de cada nivel

Los desplazamientos de cada nivel de las estructuras se muestran en las figuras 7.3 y 7.4 para cada dirección de análisis. En cada gráfico se presentan los desplazamientos obtenidos luego del análisis mediante FBD y DDBD. Asimismo, se han añadido los desplazamientos últimos obtenidos mediante el análisis “Pushover” para cada metodología.

Los desplazamientos obtenidos del análisis mediante FBD corresponden a la respuesta inelástica del sistema, ya que han sido modificados por un factor igual a  $0.75R$ . En los gráficos

se pueden apreciar estos desplazamientos en la línea continua de color azul. Por su parte, los desplazamientos obtenidos mediante el DDBD corresponden al perfil de desplazamientos necesario para obtener el desplazamiento de diseño. En los gráficos, estos se pueden apreciar en las líneas continuas de color rojo. Los desplazamientos correspondientes al análisis “Pushover” se representan mediante líneas continuas de color verde para el FBD y de color amarillo para el DDBD.

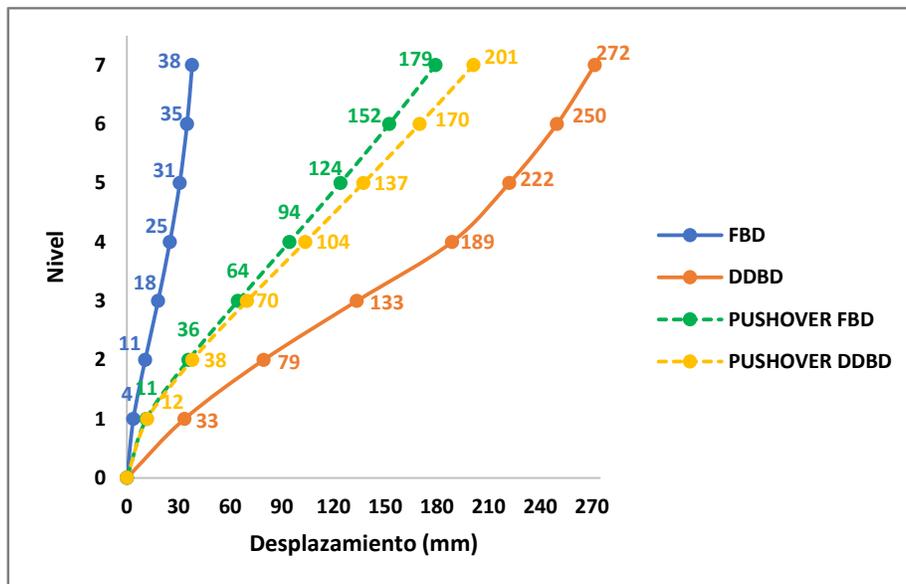


Figura 7.3. Comparativa entre los desplazamientos de cada nivel por FBD, DDBD y "Pushover" en X.

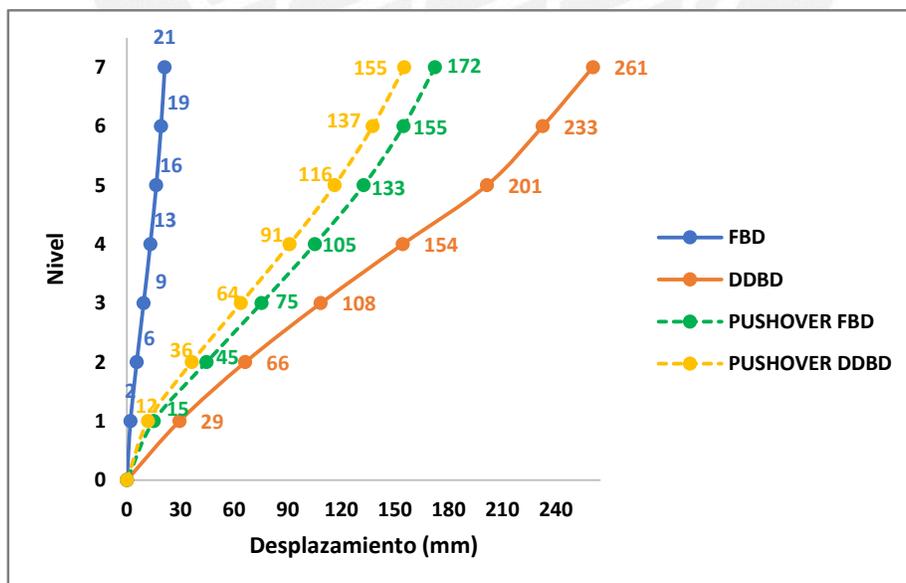


Figura 7.4. Comparativa entre los desplazamientos de cada nivel por FBD, DDBD y “Pushover” en Y.

A partir de las figuras 7.3 y 7.4 se puede concluir que los desplazamientos obtenidos mediante el DDBD en ambas direcciones considerablemente son mayores a los obtenidos mediante FBD. Esto se debe a que las derivas de diseño por DDBD, 2.2% en X y 1.8% en Y, son mayores a la establecida por la Norma E.030 para FBD de 0.7%.

Además, se aprecia que, en ambas direcciones, los desplazamientos obtenidos del “Pushover” resultaron en valores muy cercanos para ambas metodologías, siendo las obtenidas por DDBD ligeramente mayores a las obtenidas por FBD. Esto era de esperarse, ya que la estructura ha sido diseñada por DDBD para alcanzar mayores desplazamientos.

Comparando los desplazamientos por FBD y DDBD con los resultados del análisis “Pushover” se puede apreciar que los obtenidos por DDBD son mayores, mientras que los obtenidos por FBD son menores. Esto indica que en realidad la estructura podría desplazarse mucho más de lo que la Norma E.030 restringe con el valor de 0.7% de deriva. En otras palabras, el análisis FBD es muy conservador en el aspecto de los desplazamientos. En cambio, los desplazamientos por DDBD resultaron mayores a los del análisis “Pushover”, lo que significa que los desplazamientos de diseño van a satisfacer las demandas de desplazamiento ante cargas laterales incrementales.

### **7.3 Derivas de entrepiso**

Las figuras 7.5 y 7.6 muestran las derivas de entrepiso en ambas direcciones obtenidas a partir del análisis por FBD, DDBD y del “Pushover”. Las derivas obtenidas en el FBD son menores al límite establecido en la Norma E.030 del 0.7%. Por otra parte, las derivas obtenidas en el DDBD son menores a las derivas de diseño de 2.2% en X y de 1.8% en Y. En ambos métodos se cumple con este criterio. Las derivas obtenidas del análisis “Pushover” son muy similares en ambas direcciones y en ambos métodos.

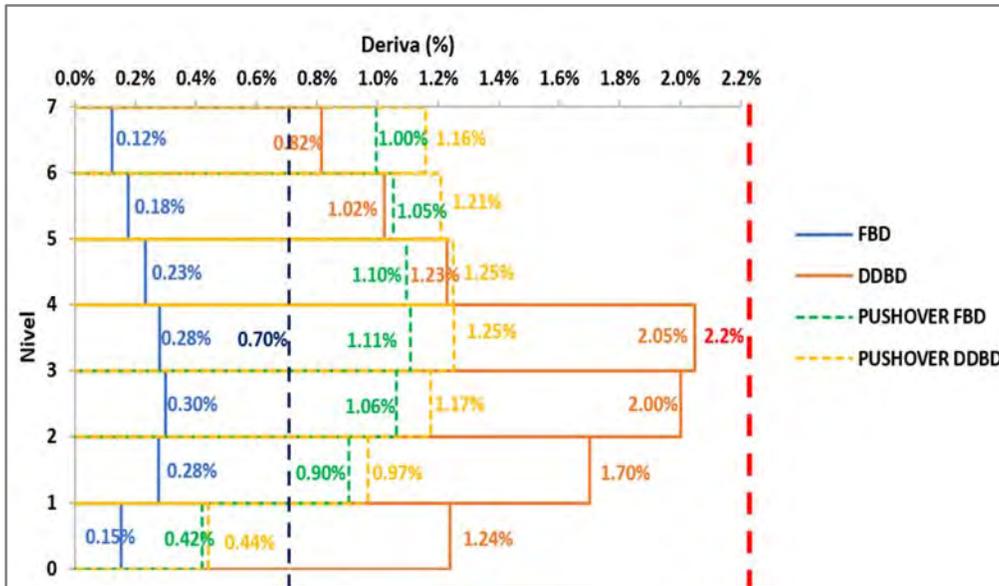


Figura 7.5. Comparativa de derivas de entrepiso por FBD, DDBD y "Pushover" en X.



Figura 7.6. Comparativa entre derivas de entrepiso por FBD, DDBD, y "Pushover" en Y.

Las derivas obtenidas del análisis "Pushover" en ambas direcciones y para cada metodología resultaron en valores cercanos, siendo las derivas por DDBD ligeramente mayores a las derivas por FBD, resultado que se esperaba debido a las consideraciones de diseño. Asimismo, se puede ver en las figuras 7.5 y 7.6 que ambas direcciones, las derivas por "Pushover" por FBD resultaron muy superiores a las derivas por FBD, incluso superando el límite establecido por la Norma E.030. Por el contrario, las derivas por "Pushover" por DDBD

resultaron menores a las derivas por DDBD, salvo en los pisos 5, 7 y 6 en la dirección X; sin embargo, resultan menores a los límites establecidos en el diseño.

#### 7.4 Fuerzas cortantes por nivel

A partir de los resultados logrados, se ha podido observar que las fuerzas cortantes en cada nivel de la estructura han sido mayores por el DDBD que por el FBD. Existe una diferencia de 9.4% en la fuerza cortante basal en X y de 2% en Y entre ambas metodologías. Si bien la diferencia no es tan marcada para el caso de estudio, se puede inferir que se garantiza mayor capacidad de deformación y disipación de energía por DDBD para fuerzas cortantes similares.

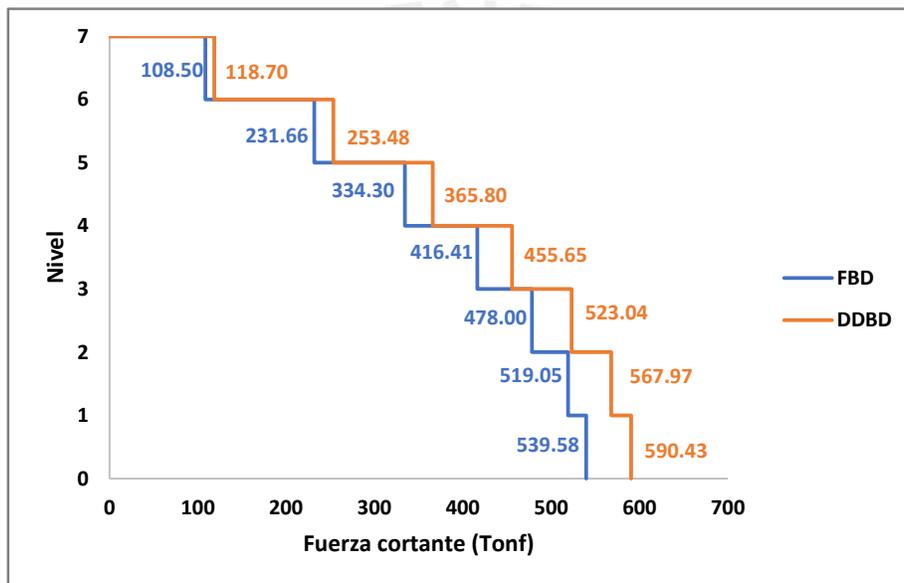


Figura 7.7. Comparativa entre las fuerzas cortantes de cada nivel por FBD y DDBD en X.

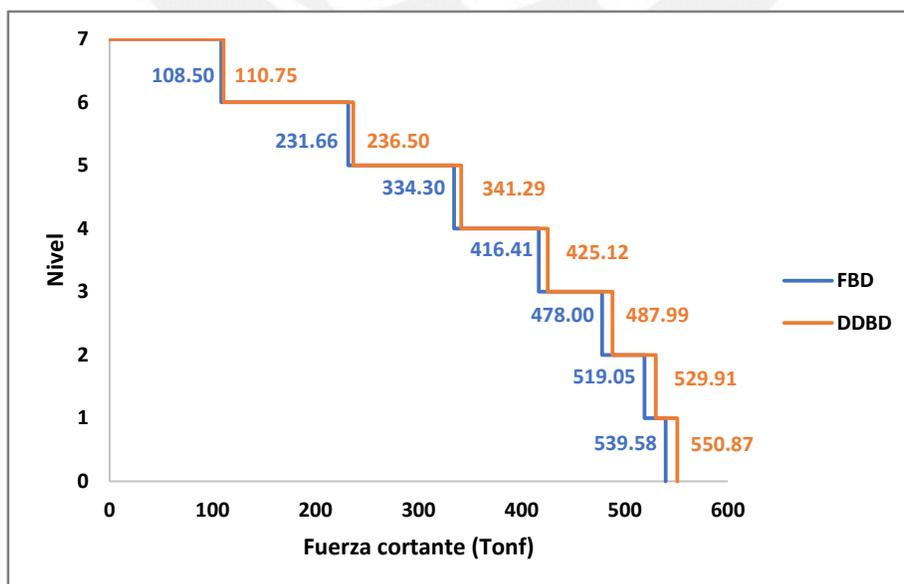


Figura 7.8. Comparativa entre las fuerzas cortantes de cada nivel por FBD y DDBD en Y.

### 7.5 Momentos volcantes por nivel

Similar al caso de las fuerzas cortantes por cada nivel, se puede realizar una comparación de los momentos volcantes. Estos momentos son generados a partir de las fuerzas cortantes, por lo que resulta lógico que los momentos volcantes obtenidos del DDBD sean mayores a los obtenidos del FBD. El perfil descrito por los momentos volcantes se muestra en las figuras 7.9 y 7.10. Similar al caso de las fuerzas cortantes, para el caso de estudio se obtuvo que la diferencia entre los momentos volcantes no es muy marcada; sin embargo, como ya se mencionó, por DDBD se obtiene una mayor capacidad de deformación de la estructura.

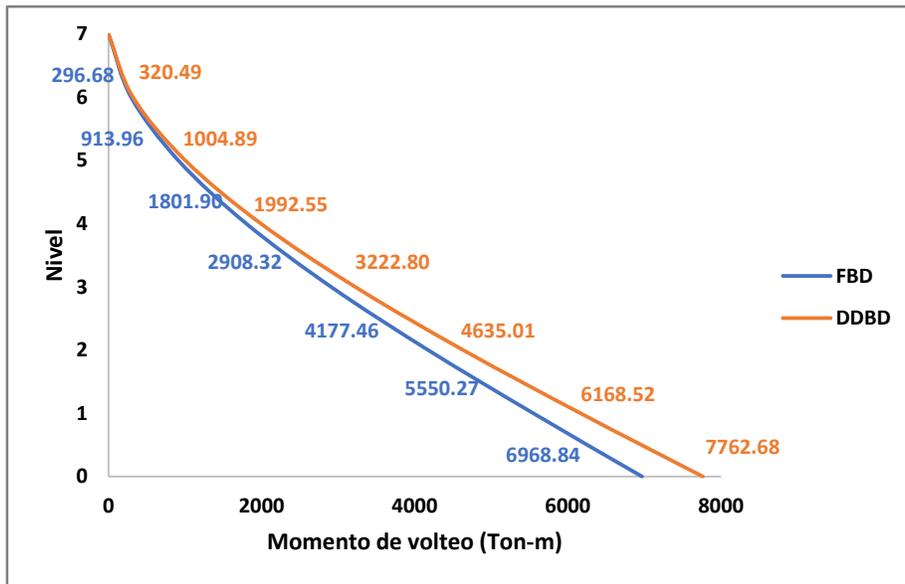


Figura 7.9. Comparativa entre los momentos volcantes por FBD y DDBD en X.

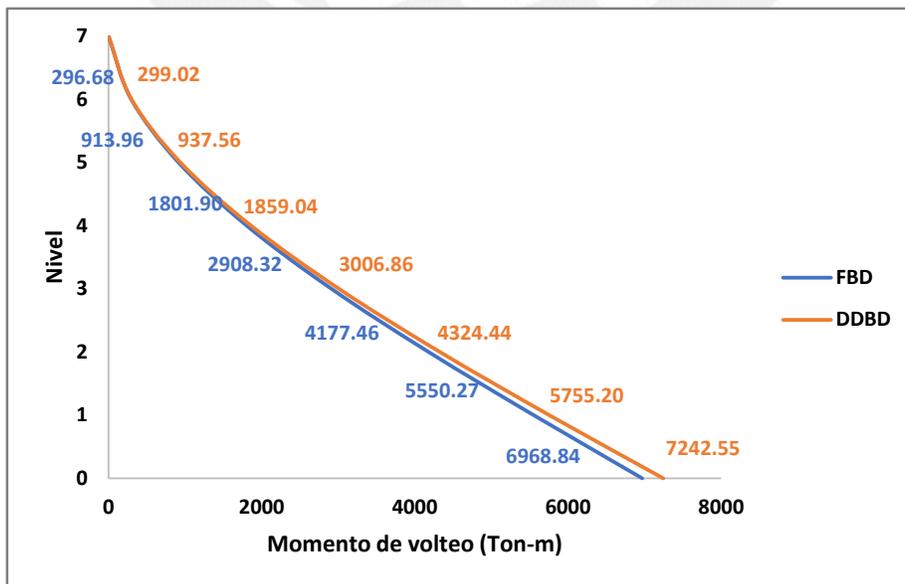


Figura 7.10. Comparativa entre los momentos volcantes por FBD y DDBD en Y.

## 7.6 Cuantía a flexión en vigas

El diseño en concreto armado de los elementos estructurales componentes del sistema es un parámetro importante a la hora de comparar ambas metodologías. En las figuras 7.11 y 7.12 se puede apreciar la diferencia entre la cuantía a flexión de las vigas en la zona de rótulas plásticas. La cuantía mínima corresponde a la establecida en la Norma E.060.

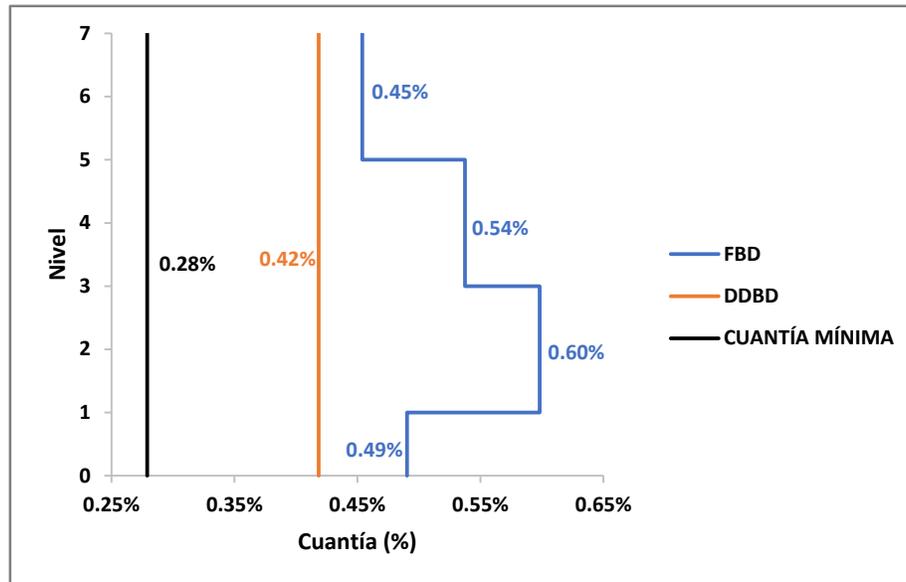


Figura 7.11. Comparativa de la cuantía a flexión en vigas por FBD y DDBD en X.

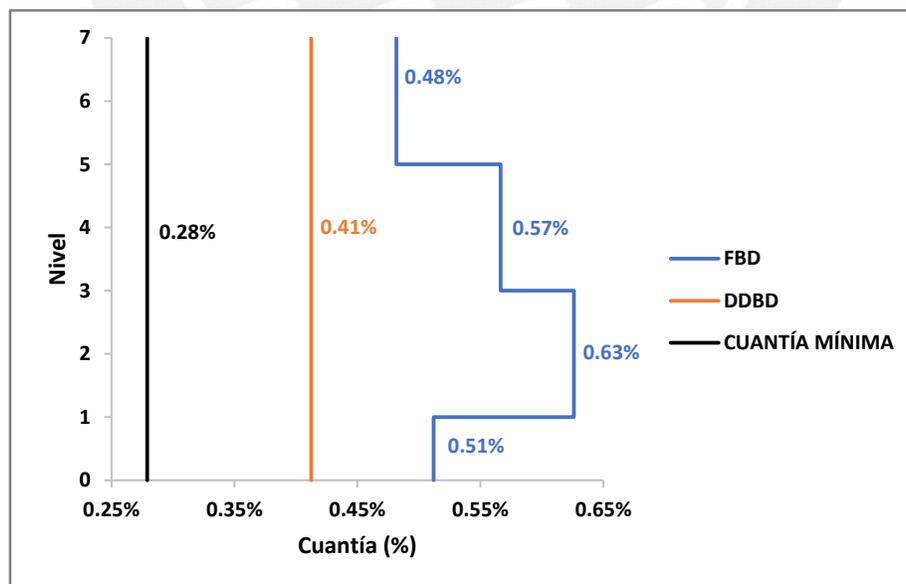


Figura 7.12. Comparativa de la cuantía a flexión en vigas por FBD y DDBD en Y.

En las imágenes anteriores se puede observar que la cuantía promedio por FBD fue variando en altura, mientras que la cuantía por DDBD se mantuvo constante en todos los niveles. Esto se debe a que en el DDBD se estableció que las fuerzas resistidas por el sistema de pórticos sean las mismas en toda la altura de la estructura, lo que permitió que la distribución de las fuerzas internas en las vigas se mantenga constante. Se puede apreciar además que las cuantías por FBD resultaron elevadas comparadas con las obtenidas por DDBD.

Esta diferencia en la cuantía representa una ventaja del DDBD comparado en el FBD en cuanto a la elaboración de los planos y el proceso constructivo, ya que no se estará variando el diseño facilitando el armado y la rapidez del proceso.

### 7.7 Cuantía a flexocompresión en columnas

La Norma E.060 establece una cuantía mínima de 1% en las columnas. Este criterio se cumplió tanto en el diseño por FBD y DDBD. En el DDBD se distribuyeron las fuerzas sísmicas de tal manera que a las columnas internas le corresponda el doble que a las columnas externas. Aun así, las solicitaciones por gravedad fueron las que predominaron en cuanto a las fuerzas axiales y los momentos flectores sísmicos fueron distribuidos con libertad, tomando en cuenta que el punto de inflexión se ubicó en la mitad de la columna. El resultado final del diseño determinó que las cuantías fueron iguales tanto por FBD y por DDBD. Esto se explica en la predominancia de la fuerza axial de gravedad y que no hubo una diferencia significativa entre los momentos flectores para ambas metodologías.

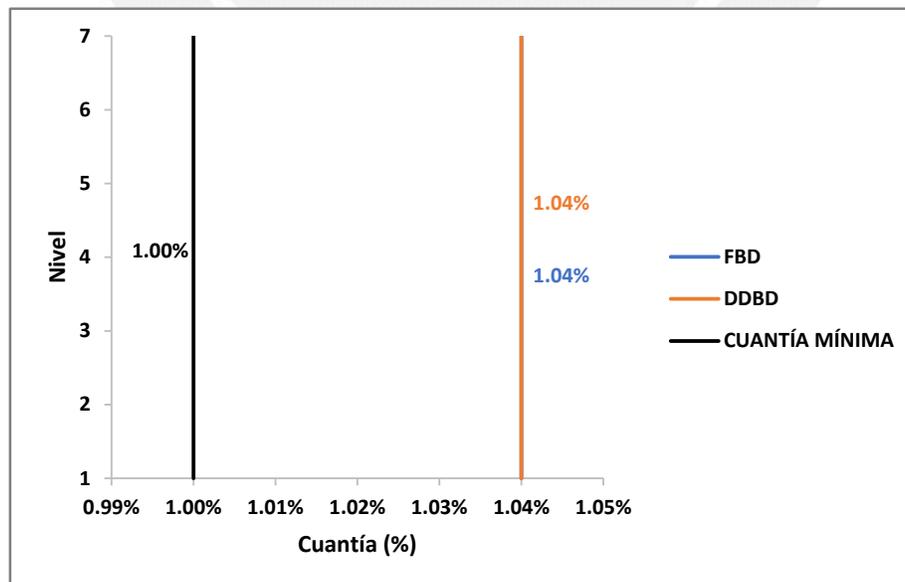


Figura 7.13. Comparativa entre la cuantía a flexocompresión en columnas por FBD y DDBD.

## 7.8 Cuantía a flexocompresión en muros estructurales

La cuantía a flexocompresión en los muros de concreto armado sí presentó una diferencia entre el FBD y el DDBD. Esta cuantía corresponde a los núcleos de borde, ya que tienen mayor influencia en el diagrama de interacción que la cuantía fuera de estos. Al igual que el caso de las columnas, se estableció una cuantía mínima de 1%. Las figuras 7.14 y 7.15 muestran la cuantía colocada para un muro tanto de la dirección X como en los de la dirección Y.

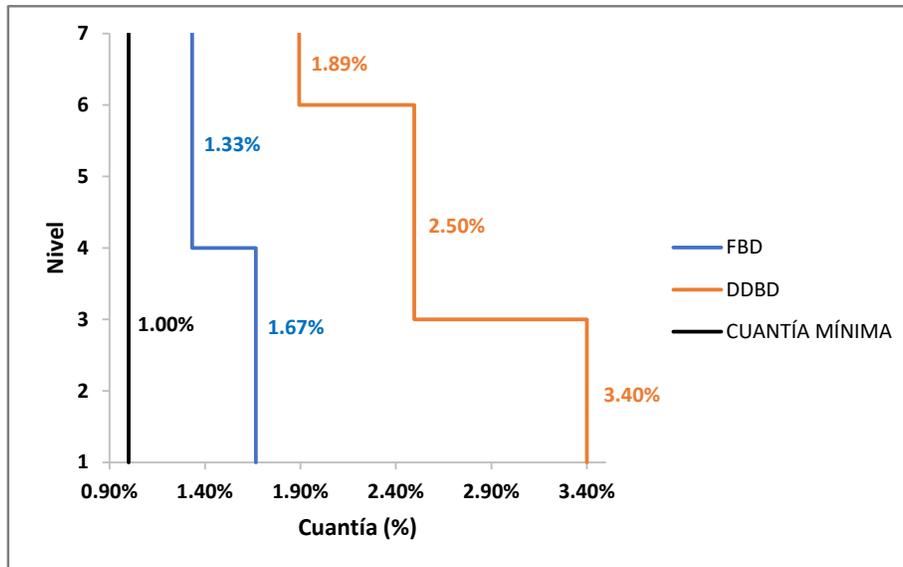


Figura 7.14. Comparativa de la cuantía a flexocompresión en muros por FBD y DDBD en X.

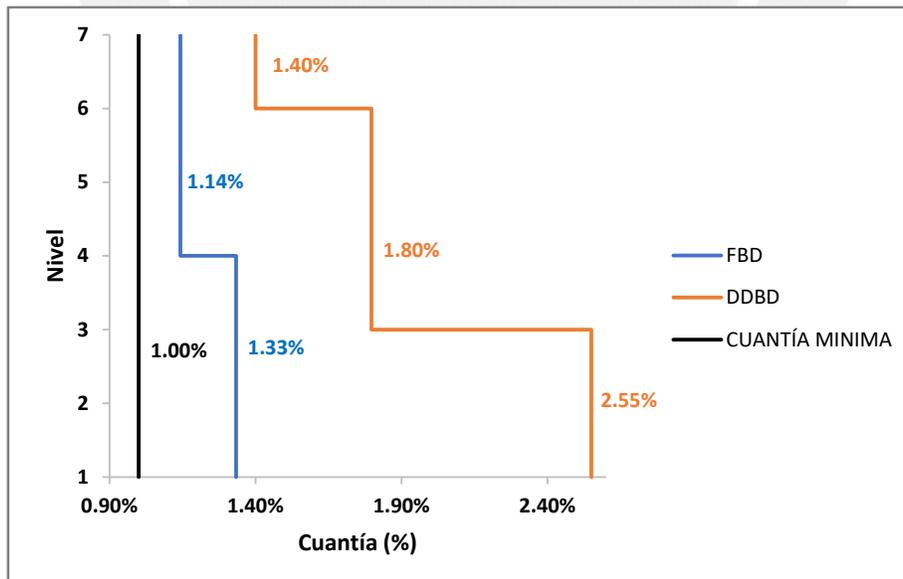


Figura 7.15. Comparativa de la cuantía a flexocompresión en muros por FBD y DDBD en Y.

Se puede apreciar en las figuras anteriores una diferencia clara. En la dirección X, se requirió de mayor acero en los muros comparado con la dirección Y en ambas metodologías. Sin embargo, en ambas direcciones la cuantía que se requirió en los muros fue mayor por DDBD que por FBD. Esto era de esperarse, ya que en el DDBD la distribución de las fuerzas internas se realiza de tal forma que los muros son los más solicitados en comparación del resto de elementos.

Es posible reducir la demanda en los muros estructurales por DDBD si se aumentan las dimensiones de estos elementos o si se distribuye mejor la cortante basal entre el sistema de pórticos y el de muros.

### 7.9 Efecto sísmico en los muros estructurales

Priestley et. al. (2007) comentan que la resistencia a la flexión de los muros está ligada con la distribución del refuerzo horizontal y vertical. La metodología de diseño para muros estructurales empleada en el FBD y DDBD arrojó diferencias significativas en cuanto a la cuantía de acero, como se puede verificar en la figura 7.15. Dicha diferencia corresponde a que las demandas sísmicas en los muros estructurales por DDBD resultaron mayores a las obtenidas por FBD. La siguiente imagen ilustra el efecto que se ocasiona en los muros durante un movimiento sísmico:

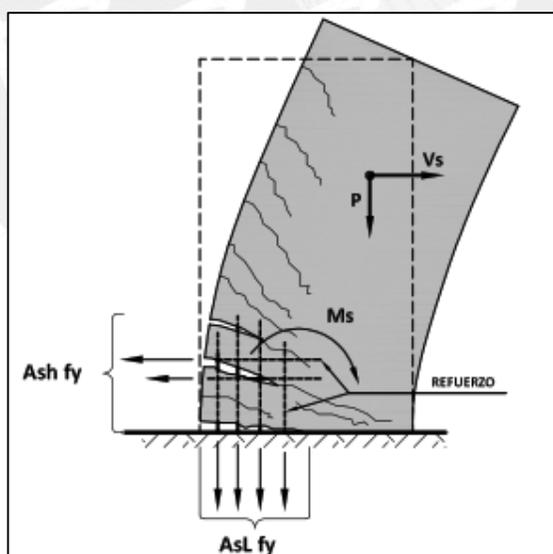


Figura 7.16. Efecto sísmico en muros de concreto armado.

Tomado de "Diseño Sísmico Basado en Desplazamientos (DDBD)", por Pérez, 2014.

El análisis Pushover realizado en cada dirección de análisis y por cada metodología permite evidenciar la alineación de rótulas plásticas, los cuales nos muestran el daño en los distintos elementos ante cargas laterales que simulan el efecto de los movimientos sísmicos.

En el caso de las estructuras analizadas, se ha determinado analizar los muros perimetrales ubicados en las esquinas, ya que estos aportan en mayor medida a la resistencia ante fuerzas laterales y por ende son más propensos a sufrir daños estructurales.

En la dirección X, las primeras rótulas plásticas por FBD se presentaron para un momento de 195.54 Tonf.m y una rotación de 0.0041 rad., mientras que por DDBD, estas ocurrieron para un momento de 249.14 Tonf.m y una rotación de 0.0041 rad.

En la dirección Y, se presentan las primeras rótulas para un momento de 102.86 Tonf.m y una rotación de 0.0053 rad. Mientras que, para el DDBD, se determinó que para un momento de 100.99 Tonf.m y una rotación de 0.00583 rad. aparecen estos mecanismos.

Los resultados presentados evidencian que, en el DDBD, la aparición de rótulas plásticas en X se presenta para valores de momento mayores comparados con el FBD, mientras que en Y se presenta para valores similares. Los resultados demuestran que existe una mayor capacidad de resistencia a la aparición de mecanismos que generen inestabilidad en los muros por DDBD que por FBD.

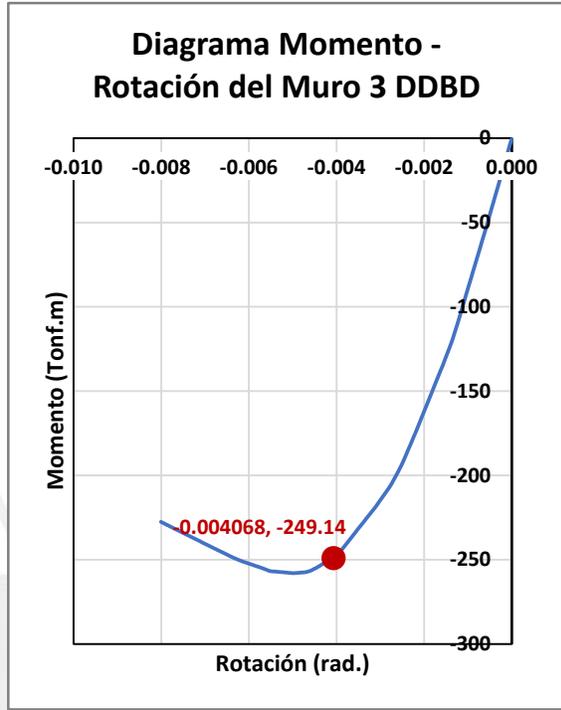
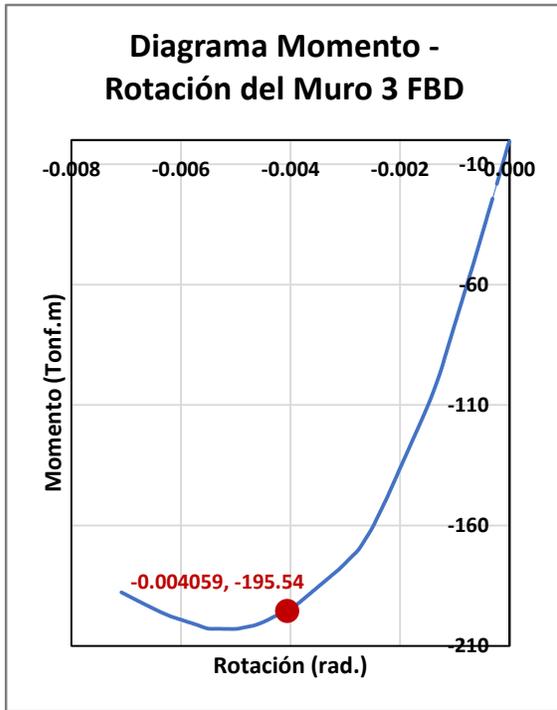


Figura 7.17. Diagrama Momento-Rotación para muros perimetrales esquineros en X.

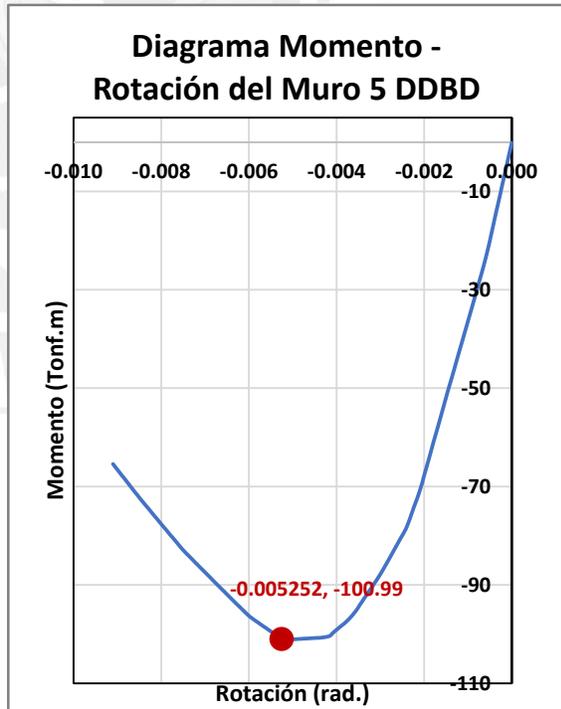
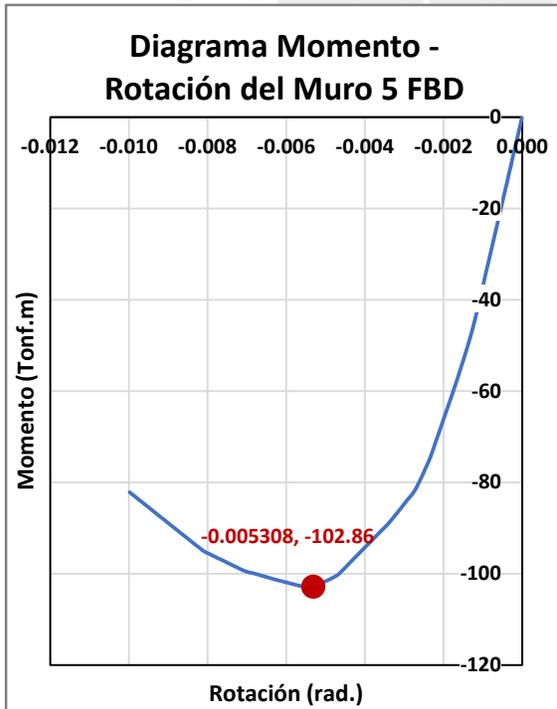


Figura 7.18. Diagrama Momento-Rotación para muros perimetrales esquineros en Y.

## 7.10 Desempeño estructural

La finalidad de realizar el análisis “Pushover” fue la de establecer una comparación entre el desempeño que alcanzará las estructuras sometidas a las cargas laterales obtenidas del FBD y del DDBD. La siguiente tabla resume los resultados obtenidos:

Tabla 7.2

Comparativa del desempeño estructural por FBD y DDBD en X.

	FBD X				DDBD X			
	Frecuente	Ocasional	Raro	Muy Raro	Frecuente	Ocasional	Raro	Muy Raro
Desplazamiento (cm)	4.70	5.75	11.15	15.60	3.72	4.91	10.28	14.56
Fuerza cortante (Tonf)	1181.18	1327.98	1565.16	1644.32	979.32	1180.03	1529.51	1650.72
Nivel de desempeño	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso	Operacional	Operacional	Seguridad de vida	Seguridad de vida
¿Cumple para edificación común?	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si

Tabla 7.3

Comparativa del desempeño estructural por FBD y DDBD en Y.

	FBD Y				DDBD Y			
	Frecuente	Ocasional	Raro	Muy Raro	Frecuente	Ocasional	Raro	Muy Raro
Desplazamiento (cm)	2.84	3.70	9.95	12.01	2.21	3.02	8.42	9.88
Fuerza cortante (Tonf)	1084.38	1213.57	1548.77	1610.73	861.36	1028.54	1380.56	1430.02
Nivel de desempeño	Operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Seguridad de vida	Operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Seguridad de vida
¿Cumple para edificación común?	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si

En la tabla 7.2 se muestran los resultados para la dirección X. El desempeño obtenido por la estructura según el FBD y el DDBD para cada uno de los sismos cumple con lo establecido por ASCE 41-13 y el comité Visión 2000 del SEAOC para edificaciones comunes. Asimismo, este desempeño se encuentra un nivel más alto para los casos del sismo Ocasional, Raro, Muy Raro, demostrando que el diseño ha sido más que eficiente.

Comparando el desempeño por FBD y DDBD, se puede apreciar que, en líneas generales, el desplazamiento obtenido para cada sismo fue menor por DDBD que por FBD. Para los sismos Frecuentes, Ocasional y Raro, la fuerza cortante fue mayor por FBD, mientras que, para el sismo Muy Raro, fue mayor por DDBD. Se puede concluir que en la dirección X, se obtuvo un mejor desempeño bajo la metodología de DDBD que por FBD, ya que los niveles de desempeño alcanzado fueron más óptimos; sin embargo, ambos cumplen con los requisitos para edificaciones comunes.

Por otra parte, la tabla 7.3 demuestra los resultados para la dirección Y. El diseño realizado bajo ambas metodologías cumple con los niveles de desempeño propuestos por ASCE 41-13 y el SEAOC para cada nivel de sismo. En análisis por FBD y DDBD, el nivel del desempeño alcanzado para cada nivel de sismo por la estructura es el mismo. Sin embargo, cabe señalar que las fuerzas laterales por DDBD en cada nivel fueron mayores y las cuantías de diseño en columnas y vigas resultaron menores que por FBD.

En cuanto al punto de desempeño obtenido en ambos métodos, se puede apreciar que las fuerzas cortantes para cada nivel de los sismos fueron mayores por FBD que por DDBD, salvo para el nivel del sismo Muy Raro en la dirección X. Asimismo, los desplazamientos objetivo fueron mayores en el FBD que en el DDBD.

En conclusión, se puede afirmar que ambos diseños cumplen con lo requerido en cuanto a nivel de desempeño, pero es el DDBD el que cumple con menores cuantías de acero y con un diseño más óptimo que permitirá ahorrar costos a la hora de elaborar un presupuesto.

### **7.11 Sobrerresistencia, ductilidad y disipación de energía**

Como se mencionó en el capítulo 2, la sobrerresistencia es un parámetro que permite comparar la relación entre la fuerza cortante última y la fuerza cortante del diseño. Mediante el análisis “Pushover” se pudo obtener los siguientes resultados:

Tabla 7.4

Fuerzas cortantes y sobrerresistencia por FBD y DDBD.

	FBD X	DDBD X	FBD Y	DDBD Y
Fuerza cortante de diseño (Tonf)	539.58	590.43	539.58	550.87
Fuerza cortante última (Tonf)	1657.23	1713.79	1735.87	1556.73
Sobrerresistencia	3.07	2.90	3.22	2.83

A partir de los resultados mostrados según la tabla 7.4, se puede observar que la sobrerresistencia adquirida por la estructura en el DDBD resulta menor que por FBD. Esto significa que el diseño por DDBD permite que la estructura alcance su fuerza cortante última sin que sea excesivamente mayor a la fuerza cortante de diseño, por lo que no se estaría sobredimensionando la estructura.

El diseño por FBD basado en la Norma E.030 se realiza considerando un factor de la reducción de la resistencia, también conocido como coeficiente de disipación de la energía, de  $R = 7$  para el sistema estructural del caso de estudio. En base a lo mencionado en el capítulo 2 y siguiendo los principios de los desplazamientos iguales, el parámetro  $R$  del FBD se puede considerar como una medida de la demanda de ductilidad ( $R = \mu$ ).

En el DDBD, al contrario del FBD, los valores de ductilidad del sistema son calculados y son únicos para cada estructura. Este valor se determina mediante la combinación de las ductilidades alcanzadas por el sistema de pórticos y el sistema de muros para una edificación dual. A continuación, se le muestran los valores obtenidos para cada metodología:

Tabla 7.5

Valores de ductilidad por FBD y DDBD.

	FBD X	DDBD X	FBD Y	DDBD Y
Ductilidad ( $\mu$ )	7	1.71	7	2.77

Tabla 7.6

Valores de ductilidad por FBD y DDBD del análisis “Pushover”.

	FBD X	DDBD X	FBD Y	DDBD Y
Ductilidad ( $\mu$ )	3.46	3.97	5.13	5.45

A partir de la tabla 7.5 se logra observar una diferencia clara entre ambas metodologías. Los valores de ductilidad por DDBD resultan menores que los valores por FBD en ambas direcciones. Resultados similares se obtienen a partir del análisis “Pushover” donde los valores de ductilidad por DDBD son mayores a los obtenidos por FBD, pero no se muestra una diferencia significativa entre ellos.

Asimismo, comparando los valores de las tablas 7.5 y 7.6 se observa que la ductilidad alcanzada en el análisis convencional por FBD resultó mayor que la obtenida por el análisis “Pushover” en ambas direcciones. En cambio, por DDBD los valores de ductilidad estuvieron por debajo de los obtenidos por el “Pushover”.

## Capítulo VIII: Conclusiones y Recomendaciones

### 8.1 Conclusiones

- La aplicación del FBD resulta sencilla debido a la disponibilidad de software en el mercado. En cambio, la aplicación del DDBD se hizo mediante una hoja de cálculo. Esto representa una ventaja del FBD en cuanto a tiempo. Sin embargo, si se quisiera aplicar el FBD de manera manual, el procedimiento sería muy complicado para incluir la respuesta de todos los modos participativos y se obtendrían resultados aproximados.
- Una ventaja que presenta el DDBD comparado con el FBD es que en la etapa del análisis sísmico se toma en cuenta la no linealidad estructural, caso contrario al FBD donde se asume que la estructura se comporta en el rango lineal elástico.
- En el análisis sísmico por DDBD no se toma en cuenta la influencia de los modos superiores, caso contrario al FBD. Estos modos son considerados en la etapa de diseño de los elementos estructurales y permitieron obtener un adecuado desempeño estructural.
- Se obtuvieron para cada dirección valores de amortiguamiento mayores, 11.70% en X y 16.40% en Y, por DDBD que el teórico 5% que se considera en el FBD. Esto evidencia que el DDBD considera las características de ductilidad y amortiguamiento propios de cada estructura, caso contrario al FBD donde siempre se diseña para un 5% de amortiguamiento.
- Los periodos en ambas direcciones obtenidos por DDBD (X: 2.17 seg, Y: 2.15 seg.) resultaron ser mayores a los obtenidos por FBD (X: 0.37 seg, Y: 0.28 seg), lo cual se explica en el nivel de deformación que se ha adoptado para ambas metodologías, ya que los desplazamientos alcanzados por DDBD fueron mucho mayores a los desplazamientos alcanzados por FBD.
- En el FBD, la rigidez lateral representa un valor que se utiliza para comparar y verificar irregularidades. En cambio, en el DDBD este valor resulta importante para la etapa de diseño, ya que permite establecer la fuerza cortante basal. La rigidez por DDBD (X: 2877.06 Tonf/m, Y: 2916.05 Tonf/m) resultó ser menor a la del FBD (X: 366157.37 Ton/m, Y: 572654.19 Ton/m), ya que se está considerando en el diseño la degradación de esta que se generaría en un sismo.
- Mediante el DDBD se obtuvieron fuerzas cortantes basales mayores (X: 590.43 Tonf, Y: 550.87 Tonf) comparadas a las obtenidas por FBD para diseño (X e Y: 539.58 Tonf).

Esto se explica en el hecho de que en el DDBD se toma en cuenta la respuesta no lineal en el desarrollo, mientras que en el FBD no.

- Los factores de la reducción de resistencia que se utilizan el FBD dependen únicamente del sistema estructural y están establecidos en la Norma E.030. En el DDBD, estos factores son hallados y dependerán de la ductilidad y amortiguamiento propios de cada estructura. Esto representa una incoherencia en la metodología FBD, ya que todas las estructuras dentro de un mismo sistema estructural tendrán el mismo factor de reducción. Por DDBD se obtuvieron factores de reducción en X de 1.18 y en Y de 1.25, menores al factor de reducción de 7 considerado en el FBD. Aun considerando factores de reducción bajos en el DDBD, la estructura pudo ser diseñada sin problemas.
- El parámetro  $R$  del diseño por FBD, por el principio de desplazamientos iguales, también permite comparar la ductilidad de la estructura. Por DDBD la ductilidad resultó mucho menor (X: 1.71; Y: 2.77) al valor de 7 obtenido de la Norma E.030. Se concluye que el valor de la ductilidad es único para cada estructura y no es el mismo para las estructuras que forman parte de un mismo sistema estructural.
- Los desplazamientos obtenidos por DDBD representan una parte fundamental del diseño, ya que a partir de estos se define el desplazamiento de diseño. En cambio, en el FBD, los desplazamientos se utilizan únicamente para verificar derivas.
- Los desplazamientos para cada nivel por DDBD no están determinados por el periodo de retorno, como sucede en el FBD. Estos dependerán de las características propias de la estructura. Es a partir de los desplazamientos que se determina el periodo estructural en el método basado en desplazamientos.
- El DDBD proporciona mayor libertad al momento de distribuir las fuerzas en los distintos elementos estructurales, permitiendo así asignar resistencias similares en los elementos y lograr un diseño más uniforme. En obra resulta importante este criterio, ya que no se requiere variar mucho el diseño entre niveles.
- El diseño por capacidad representa un complemento fundamental tanto en el FBD como en el DDBD para asegurar un adecuado comportamiento frente a los movimientos sísmicos. A partir del análisis “Pushover” se pudo comprobar que la secuencia de formación de rótulas plásticas fue tal como se intuyó en la etapa de diseño, primero en las vigas y, luego de varios pasos, en columnas y muros
- Las cuantías por DDBD (X: 0.42%, Y: 0.41%) resultaron menores que el FBD en el diseño de vigas (X: 0.60%, Y: 0.63%) en los niveles más solicitados. El DDBD como

ventaja permitió un armado similar en todos los niveles, mientras que en el FBD el diseño fue variando en altura. En columnas, la cuantía fue igual (1.04%), ya que ambas requerían cuantía mínima, mientras que, en los muros, la cuantía por DDBD resultó mayor, 3.40% en X y 2.55% en Y en los niveles inferiores comparados con 1.67% en X y 1.33% en Y. En el DDBD los muros resultaron tener las mayores solicitaciones, por ello su cuantía es elevada. A través del análisis “Pushover” se pudo comprobar que los diseños por ambos métodos garantizan un adecuado desempeño estructural, por lo que la elección de uno u otro podrá estar sujeto a criterios económicos.

- En general, el DDBD cumplió con las demandas de resistencia, desplazamientos y ductilidad establecidos, y su nivel de desempeño fue adecuado para cada uno de los sismos de diseño. Es así que este método representa una alternativa novedosa y atractiva; sin embargo, existen ciertas limitaciones que han hecho que el FBD siga siendo el método más difundido en todos los códigos a nivel mundial.

## **8.2 Comentarios finales y recomendaciones**

- El DDBD surge como una alternativa novedosa y atractiva para realizar el análisis sísmico de una edificación, ya que puede incluir en dicho proceso la respuesta no lineal de las estructuras ante un movimiento sísmico.
- La implementación de un software para análisis sísmico bajo DDBD sería de gran utilidad en el desarrollo de la metodología. En la actualidad, se ha estado desarrollando un software denominado “DBDsoft”. La institución EUCENTRE ha sido la encargada de acoger este proyecto. Las nuevas metodologías basadas en desempeño y en especial el DDBD plantean retos a los desarrolladores de software para que innoven y presenten programas que posean una interfaz interactiva y un procesamiento que permita obtener resultados correctos.
- Algunos softwares en el mercado, no tan difundidos en nuestro medio, permiten hacer análisis sísmicos basados en desempeño y, bajo ciertas condiciones, por DDBD. Por ejemplo, el software “midas Gen” permite la realización de distintos tipos de análisis tales como estático, dinámico, Pushover y diseños basados en desempeño. Por otra parte, el software “DRAIN-2DX”, permite realizar análisis inelásticos en estructuras de 2 dimensiones bajo cargas estáticas y dinámicas con énfasis en la respuesta sísmica. Estos softwares pueden realizar el análisis bajo DDBD, pero para ello se deben configurar ciertos parámetros como el modelo histerético, el amortiguamiento y las rigideces de los elementos. Adicionalmente, se pueden desarrollar códigos en “Matlab”

para el desarrollo del DDBD debido a que este está basado en fórmulas y procedimientos matemáticos.

- El DDBD presenta algunas limitaciones que explican por qué los métodos basados en fuerzas siguen siendo muy difundidos. Estas limitaciones, por ejemplo, tienen que ver con el análisis de edificaciones irregulares, donde los fenómenos de torsión son importantes y requieren de un análisis completo, y la aplicación del método en estructuras mixtas, donde el procedimiento actual implica separar al conjunto en dos sistemas independiente y evaluarlos por separado, llegando a ser necesario en algunos casos a ajustar la fuerza cortante basal. Estos temas se presentan como líneas de investigación para futuros profesionales o estudiantes interesados en el tema.
- La conversión mediante expresiones matemáticas del espectro de pseudo-aceleraciones a un espectro de pseudo-desplazamientos resulta útil para criterios didácticos, mas no es precisa para realizar un análisis a partir de ello. En el presente trabajo se pudo evidenciar que esta conversión resultó en un valor de desplazamiento de esquina bajo en una dirección, lo que llevó a obtener una fuerza cortante baja, ante ello fue necesario ajustar la deriva de diseño de tal forma que se encuentre dentro del espectro de desplazamientos. La Norma E.030 debe de implementar un espectro de pseudo-desplazamientos a partir de los registros sísmicos que se hayan ocurrido en nuestro país y zonificarlos al igual que el espectro de pseudo-aceleraciones.
- Sullivan et. al. (2007) han desarrollado un código de diseño para el DDBD que puede ser adaptado por cada país de acuerdo a su condición. Gomel (2017) se basó en este documento para elaborar una propuesta de diseño para ser incluida en la Norma E.030. Asimismo, la Norma NEC-14 de Ecuador ha implementado un capítulo dedicado al análisis sísmico por DDBD como alternativa al método tradicional, aunque aplicado aún en sistemas apertados y de muros estructurales. La Norma E.030 en una futura actualización podría incluir una sección dedicada al DDBD basada en las investigaciones antes mencionadas.
- En futuras investigaciones se recomendaría incluir ensayos de modelos a escala diseñados por DDBD y por FBD para apreciar de manera real el comportamiento que tendrán los modelos. El laboratorio de las Estructuras Antisísmicas (LEDI) de la PUCP puede llevar a cabo estos ensayos.
- En los últimos años, la ingeniería sismorresistente se ha enfrentado a numerosos retos que han cuestionado los conocimientos y metodologías de diseño. Debe ser un deber de

los profesionales y tema de interés de los futuros ingenieros actualizar los conceptos obsoletos e investigar nuevas alternativas que permitan lograr diseños estructurales más seguros, económicos e innovadores.



## Referencias Bibliográficas

- ASCE (American Society of Civil Engineers). (2017). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and other Structures. *ASCE standart ASCE/SEI 7-16*. Reston, VA: American Society of Civil Engineers.
- Albanesi, T., Nuti, C. y Vanzi, I. (2000). A Simplified Procedure to Assess the Seismic Response of Nonlinear Structures. *Earthquake Spectra*, 16(4), 715-734.
- Barbat A. H., Vielma J. C. y Oller S. (2007). Confinamiento y ductilidad de los edificios de hormigón armado., 1ª ed., Madrid: ARCER.
- Blandon, C. A. y Priestley, M. J. N. (2005). Equivalent Viscous Damping Equations for Direct Displacement Based Design. *Journal of Earthquake Engineering*, 9(2), 257-278.
- Bonnet, R. (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada* [tesis de doctorado, Universidad Politécnica de Cataluña]. Repositorio Institucional UPC. <http://hdl.handle.net/2117/93542>.
- Burgos, M., Piqué del Pozo, J. (2007). *Diseño por capacidad en Edificaciones Aportricadas de Concreto Armado para ser Incorporada a la Norma Peruana E-060 como Alternativa de Diseño*. Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- Calvi, G. M., Priestley, M. J. N. y Kowalsky, M.J. (2008). Displacement-Based Seismic Design of Structures. *Earthquake Spectra*, 24(2), 24 pp.
- Calvi, G.M. y Sullivan, T. (2009). Development of a Model Code for Direct Displacement Based Seismic Design. *The state of Earthquake Engineering Research in Italy: the ReLUIS-DPC 2005-2008 Project*, 141-171.
- Chopra, A. K. y Goel, R. K. (1999). Capacity-demand-diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDF systems. *Report No. PEER-1999/02*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Chopra, A. K. y Goel, R. K. (2001). Direct Displacement Based Design: Use of Inelastic vs. Elastic Design Spectra. *Earthquake Spectra*, 17(01), 47-64.

- Chopra, A. (2014). *Dinámica de Estructuras* (4.<sup>a</sup> edición). Pearson Education.
- Dwairi, H. M., Kowalsky, M. J. y Nau, J. M. (2007). Equivalent Damping in Support of Direct Displacement-Based Design. *Journal of Earthquake Engineering*, 11(4), 512-530.
- EuroCode 8. (1988). Structure in seismic regions – Design. Part 1, General and Building. *Report EUR 8849 EN*, Commission of European Communities.
- Fajfar, P. (1999). Capacity Spectrum Method based on inelastic demand spectra. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28.
- Fajfar, P. (2000). A non-linear analysis method for performance-based seismic design. *Earthquake Spectra*, 16(3), 573-592.
- FEMA 356. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Federal Emergency Management Agency, Washington DC, USA.
- FEMA 440. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Federal Emergency Management Agency, Washington DC, USA.
- Freeman, S. A., Nicoletti, J. P. and J.V. Tyrell. (1975). Evaluations of existing buildings for seismic risk - A case study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington. *Proceedings of the 1st US National Conference on Earthquake Engineering*, Berkeley.
- García J. C. (2009). *Comparación de Varios Criterios de Combinación Aplicados en el Método de Superposición Modal* [tesis de maestría, Universidad Técnica de Manabí]. Repositorio Digital UTM. <http://hdl.handle.net/123456789/9721>
- Guevara, N. E, Osorio, S. A. y Vargas, E. A. (2006). *Evaluación de la Capacidad Estructural del Edificio de la Biblioteca de Ingenierías y Arquitectura, utilizando Análisis Estático No Lineal (Pushover)* [tesis de doctorado, Universidad de El Salvador]. Repositorio Institucional UES. <http://ri.ues.edu.sv/id/eprint/4522>.
- Gulkan, P. y Sozen, M. (1974). Inelastic Response of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions. *ACI Journal*, 71(12), 604-610.

- Gomel, F. (2017). *Diseño sísmico basado en desplazamientos de estructuras aporricadas de concreto armado* [tesis de maestría, Universidad Privada de Tacna]. Repositorio Institucional UPT. <http://repositorio.upt.edu.pe/handle/UPT/500>.
- Gomez, C.A. (2015). *Análisis comparativo entre la metodología de diseño basada en fuerzas y la metodología de diseño basada en desplazamientos para sistemas combinados* [tesis de maestría, Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito]. Repositorio Universidad de Caldas. <http://repositorio.escuelaing.edu.co/handle/001/332>.
- Hognestad, E. (1951). Study of combined bending and axial load in reinforced concrete members. *Bulletin of Engineering Experiment Station, University of Illinois*. 49(22).
- Instituto Nacional de Defensa Civil (2006). *Sismos Ocurridos en el Perú a través del tiempo*. Compendio Estadístico de Prevención y Atención de Desastres. [https://www.indeci.gob.pe/compend\\_estad/2006/7\\_otras\\_estad/7.1\\_sismos/7.1.4\\_hist\\_sismos.pdf](https://www.indeci.gob.pe/compend_estad/2006/7_otras_estad/7.1_sismos/7.1.4_hist_sismos.pdf)
- Jacobsen, L. S. (1930). Steady Forced Vibrations as Influenced by Damping. *ASME Transactione*, 52(1), 169-181.
- Judi, H. J., Davidson, B. J. y Fenwick, R. C. (1999). The Direct Displacement Based Design Method: A Damping Perspective. *12th World Conference on Earthquake Engineering*. Auckland, New Zealand, Paper N° 0330.
- Kowalsky, M. J., Priestley, M. J. N. y MacRae, G. A. (1994). Displacement Based Design of RC Bridge Columns. *Proceedings of the Second International Workshop on Seismic Design of Bridges*. Queenstown, New Zealand.
- Loeding, S., Kowalsky, M. J. y Priestley, M. J. N. (1998). *Displacement-based Design Methodology Applied to R.C. Building Frames*. Structural Systems Research Project, Report No. SSRP – 98(06), 296 pp.
- Mander, J., Priestley, M. J. N. y Park, R. (1984). Seismic Design of Bridge Piers. *Research Report, University of Canterbury*, 84(2).
- Mander, J., Priestley, M. J. N. y Park, R. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 144(8), 1804-1826.

- Massena, B., Bento, R., Degée, H. y Candeias, P. (2018). Direct Displacement-Based Design for RC Structures – Procedure, Advantages and Shortcomings. *Portuguese Journal of Structural Engineering*, 3(12), 67-88.
- Medina, R. y Music, J. (2018). Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena. *Obras y Proyectos* 23, 63-77.
- Méndez, T. D. (2011). *Estudio Comparativo de Métodos de Diseño Sísmico Basado en Desplazamientos Aplicados a Estructuras Reticulares de Concreto Reforzado* [tesis de maestría, Universidad Nacional Autónoma de México]. Repositorio Institucional UNAM. <https://repositorio.unam.mx/contenidos/386635>.
- Moehle, J. P. (1992). Displacement Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes. *Earthquake Spectra*, 8(3), 403-428.
- Moreno, R. y Bairan, J.M. (2011). Estudio comparativo de los métodos de diseño sísmico basado en fuerzas y desplazamientos aplicados a un edificio de hormigón de mediana altura. *V Congreso Asociación Científico-Técnica de Hormigón Estructural (ACHE)*, 1-10.
- Morales, A. (2015). Diseño de un edificio de hormigón armado usando el método directo basado en desplazamientos (DDBD), aplicación práctica. *XI Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica*. Santiago, Chile.
- Muho, E.V., Qian, J. y Beskos, D.E. (2020). A direct displacement-based seismic design method using a MDOF equivalent system: Application to R/C framed structures. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 1-32.
- Muñoz, A. (2018, 15 de octubre). *Las Normas Peruanas de Diseño SR y Aislamiento Sísmico E.030 y E.031* [conferencia]. Ciclo de Conferencias por el 42° Aniversario de Sencico. Lima, Perú. <https://www.sencico.gob.pe/descargar.php?idFile=4630>
- Newmark, N. M. y Rosenblueth, E. (1971). *Fundamentals of Earthquake Engineering*. Prentice-Hall, Inc. Englewood Cliffs, N. J.
- Newmark, N. M. y Hall, W. J. (1982). *Earthquake Spectra and Design*. Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, C. A.

- Paulay, T y Priestley, M. J. N. (1992). *Seismic Design of Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley & Sons Inc.
- Paulay, T. (2002). A Displacement-Focused Seismic Design of Mixed Building Systems. *Earthquake Spectra*, 18(4), 689-718.
- Pérez, F. (2012). Diseño Sísmico Directo Basado en Desplazamientos, comparado con la Norma NSR-10. *V Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*. Medellín: AIS.
- Priestley, M. J. N. (1993). Myths and Fallacies in Earthquake Engineering — Conflicts between Design and Reality. *Bulletin NZSEE*, 26(3), 329-341.
- Priestley, M. J. N. (1996). Displacement-based seismic assessment of existing reinforced concrete buildings. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 29(4), 256-272.
- Priestley, M. J. N. (2000). Performance Based Seismic Design. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 33(3), 325-346.
- Priestley, M. J. N. y Kowalsky, M.J. (2000). Direct Displacement-Based Seismic Design of Concrete Buildings. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 33(4), 421-444.
- Priestley, M. J. N. (2003). *Myths and Fallacies in Earthquake Engineering, Revisted. The 9th Mallet Milne Lecture*. IUSS Press, Pavia.
- Sullivan, T. J., Calvi, G. M. y Priestley, M. J. N. (2004). Initial Stiffness Versus Secant Stiffness In Displacement Based Design. *13th World Conference on Earthquake Engineering*. Vancouver, B.C., Canada, Paper N° 2888.
- Sullivan, T. J., Priestley, M. J. N. y Calvi, G. M. (2006). *Seismic Design of Frame-Wall Structures*. ROSE Research Report No. 2006/02, IUSS Press, Pavia.
- Priestley M. J. N., Calvi G. M. y Kowalsky, M. J. (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. IUSS Press, Pavia.
- Reglamento Nacional de Edificaciones (2018). Norma E.030. Diseño Sismorresistente. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. SENCICO, 2018.
- Reglamento Nacional de Edificaciones (2009). Norma E.060. Diseño en Concreto Armado. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. SENCICO, 2009.

- Restrepo, J.C. (2008). Pórticos de concreto diseñados con el Código Sísmico Colombiano desde una perspectiva de desplazamiento. *IV Seminario Nacional de Ingeniería Sísmica, AIS*.
- Romel, S. (2017). *Diseño sísmico directo basado en desplazamientos de un sistema estructural dual* [tesis de maestría, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Repositorio Institucional PUCP. <http://hdl.handle.net/20.500.12404/9315>.
- Rosenblueth, E. (1951). *A Basis for Aseismic Design* [tesis de doctorado, University of Illinois].
- Rosenblueth, E. y Herrera, I. (1964). On a Kind of Hysteretic Damping. *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, 90(4), 37–48.
- Salawdeh, S. (2009). *Displacement Based Design of Vertically Irregular Frame-Wall Structures*. Masters dissertation, European school for advanced studies in reduction of seismic risk (ROSE School), University of Pavia, Italy.
- Sánchez, M. A. (2010). *Diseño Sísmico Basado en Desempeño para una Edificación Esencial de Concreto Reforzado* [tesis de maestría, Instituto Tecnológico y de Estudios Superiores de Monterrey]. Repositorio Institucional TEC. <http://hdl.handle.net/11285/570630>.
- SEAOC. (1995). Conceptual Framework for Performance Based Seismic Engineering of Buildings. Vision 2000 Committee and California Office of Emergency Services, Sacramento, USA.
- Shibata, A. y Sozen, M. (1976). Substitute Structure Method for Seismic Design in Reinforced Concrete. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 102(1), 1-18.
- Suárez, V. (2009). Diseño Basado en Desplazamientos, una Alternativa Racional al Diseño Basado en Fuerzas. *Revista tecnológica ESPOL-RTE*, 22(2), 47-59.
- Sullivan T. J., Priestley M. J. N y Calvi G. M. (2005). Development of an Innovative Seismic Design Procedure for Frame-Wall Structures. *Journal of Earthquake Engineering*, 9(2), 279-307.
- Sullivan T. J., Priestley M. J. N y Calvi G. M. (2012). *A model code for the displacement-based seismic design of structures*. DBD12, IUSS Press, Pavia.

Takeda, T., Sozen, M. y Nielsen, N. (1970). Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes. *Journal of the Structural Division, ASCE*, 96(12), 2557-2573.

Wilson, E. I., Der Kiureghian, A. y Bayo, E.P. (1981). A Replacement for the SRSS Method in Seismic Analysis. *Eartquake Engineering and Structural Dynamics*, 9(2), 187-194.



## Anexo A Diseño estructural por FBD

### Diseño del pórtico del eje 1 en X por FBD

En el diseño basado en fuerzas, se utilizó los resultados del software ETABS para determinar las fuerzas en los distintos elementos de la estructura. Asimismo, únicamente para el diseño de vigas, se ajustaron ciertos valores para determinar las cuantías de acero longitudinal. Para la obtención de los diagramas de interacción, tanto en las columnas como en las placas, se utilizó la función “section designer”.

En todos los elementos estructurales, la combinación de las cargas, según las Normas E.060, será:

$$1.4CM + 1.7CV \quad (A.1)$$

$$1.25(CM + CV) \pm CS \quad (A.2)$$

$$0.9CM \pm CS \quad (A.3)$$

#### Diseño de vigas:

- **Diseño por la flexión:** Para el diseño de las vigas por flexión, se toma en cuenta los momentos máximos generados por la envolvente de momentos. Como ocurre generalmente en la práctica, se agrupará el diseño cada dos niveles para facilitar el armado en la construcción tomando de ellos el nivel que esté más esforzado.

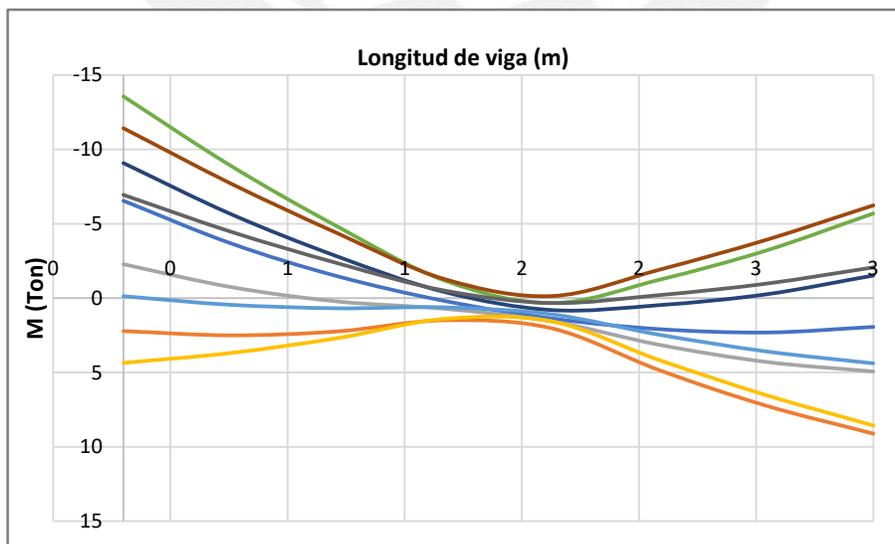


Figura A.1. Envolvente de momentos del primer y quinto tramo de la viga del piso 6.

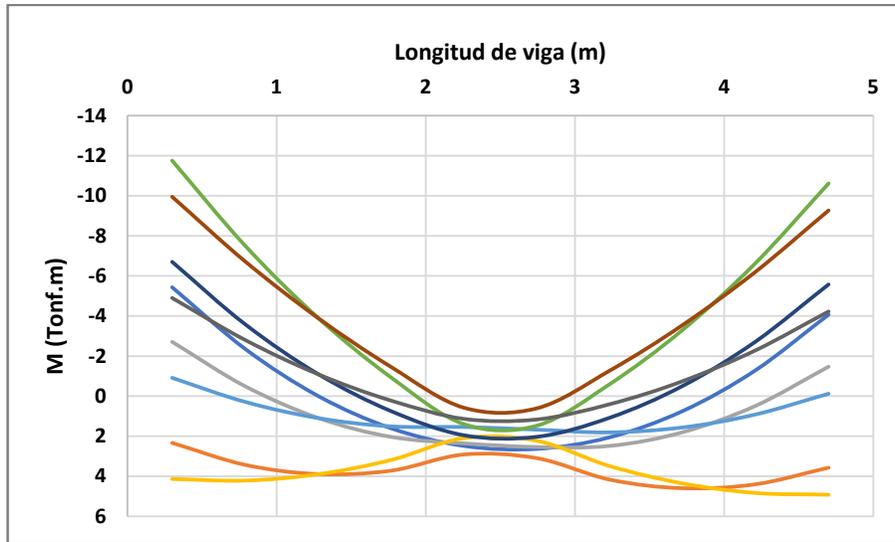


Figura A.2. Envolvente de momentos del segundo y cuarto tramo de la viga del piso 6.

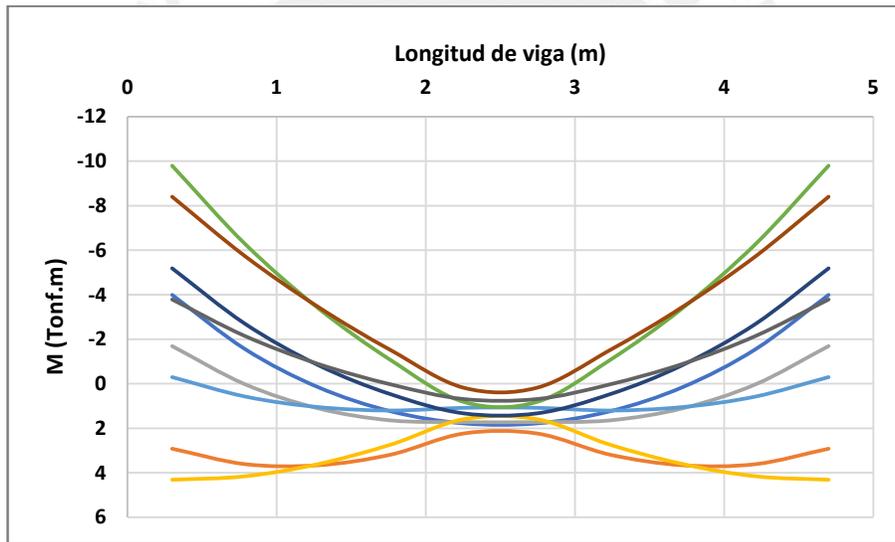


Figura A.3. Envolvente de momentos del tercer tramo de la viga del piso 6.

En base a los momentos máximos a cara de columnas presentados en las envolventes, se realiza el diseño por flexión. En las figuras A.2 a A.3 se puede observar la predominancia de las combinaciones que incluyen las fuerzas del sismo. En estos casos se evaluará la presencia de refuerzo como bastones tanto en la parte inferior como en la parte superior

Tabla A.1

Acero máximo y acero mínimo para la viga.

As máx (cm <sup>2</sup> )	As mín (cm <sup>2</sup> )
38.12	4.52

Tabla A.2

Acero requerido y acero colocado para la sección.

PISO 2 y 3		As requerido (cm <sup>2</sup> )			As colocado (cm <sup>2</sup> )		
		Izquierda	Centro	Derecha	Izquierda	Centro	Derecha
Tramo 1	Superior	12.70	6.40	9.90	12.52	7.68	9.68
	Inferior	9.30	5.90	9.70	9.68	5.68	9.68
Tramo 2	Superior	8.60	2.10	8.50	9.68	5.68	8.52
	Inferior	6.30	4.00	6.80	9.68	5.68	7.68
Tramo 3	Superior	8.00	2.30	8.00	8.52	5.68	8.52
	Inferior	6.80	3.40	6.80	7.68	5.68	7.68
Tramo 4	Superior	8.50	2.10	8.60	8.52	5.68	9.68
	Inferior	6.80	4.00	6.30	7.68	5.68	9.68
Tramo 5	Superior	9.90	6.40	12.70	9.68	7.68	12.52
	Inferior	9.70	5.90	9.30	9.68	5.68	9.68

- Diseño por fuerza cortante por capacidad:** A diferencia de un diseño convencional por fuerza cortante, el diseño por capacidad requiere conocer el momento resistente proporcionado por el refuerzo longitudinal, denominado momento nominal ( $M_n$ ). A partir de estos, se generan fuerzas cortantes en los extremos de la viga. Asimismo, se debe conocer el cortante isostático generado por las cargas de la gravedad, que se determina asumiendo la viga como simplemente apoyada. La fuerza cortante última ( $V_u$ ) resulta de la suma de estos dos componentes. En todo momento, se tiene que cumplir con la expresión  $\phi V_c \geq V_u$ .

En cuanto al espaciamiento de los estribos, la Norma E.060 indica que se tiene que tomar el menor valor de los siguientes en la zona de confinamiento:

- $\frac{d}{4} = \frac{52}{4} = 13 \text{ cm}$
- $6db_l = 6 * 1.91 = 11.43 \text{ cm}$
- 15 cm

En la zona central, el espaciamiento tiene que ser menor a  $d/2$ , para el caso de la viga será de 27 cm.

Los estribos deben de estar confinados en una longitud medida desde la cara de la viga de  $2h$ , para el caso de estudio, la zona de confinamiento se extiende en una longitud de 1.2 m.

A continuación, se muestra el resumen y el arreglo final para el armado de los estribos de la viga del piso 6:

Tabla A.3

Resumen del diseño por cortante de la viga del piso 6 y 7.

Piso 6 y 7	Mnizq(Ton-m)	Mnder(Ton-m)	Ln (m)	V (Ton)	Visos (Ton)	Vu (Ton)	Lcon (m)	Vs (Ton)
Tramo 1	16.27	16.27	3.20	10.17	2.42	12.59	1.20	-3.64
Tramo 2	16.27	16.27	4.40	7.40	3.48	10.88	1.20	-5.65
Tramo 3	16.27	16.27	4.40	7.40	3.48	10.88	1.20	-5.65
Tramo 4	16.27	16.27	4.40	7.40	3.48	10.88	1.20	-5.65
Tramo 5	16.27	16.27	3.20	10.17	2.42	12.59	1.20	-3.64

Tabla A.4

Arreglo final de los estribos.

Piso 6 y 7	S conf.	S central
Tramo 1	1 @ 5 cm, 12 @ 10 cm	4 @ 20 cm
Tramo 2	1 @ 5 cm, 12 @ 10 cm	10 @ 20 cm
Tramo 3	1 @ 5 cm, 12 @ 10 cm	10 @ 20 cm
Tramo 4	1 @ 5 cm, 12 @ 10 cm	10 @ 20 cm
Tramo 5	1 @ 5 cm, 12 @ 10 cm	4 @ 20 cm

### Diseño de columnas:

- **Diseño por la flexocompresión:** En el diseño de flexocompresión de las columnas es necesario generar el diagrama de interacción que se origina a partir del refuerzo longitudinal colocado. Las combinaciones de diseño que se han considerado deben encontrarse dentro del diagrama de interacción para que el diseño sea considerado como aceptado. Es preciso indicar que el refuerzo por flexocompresión debe ser el suficiente como para que la sección pueda resistir las solicitaciones, evitando colocar un refuerzo mucho mayor al solicitado. La cuantía mínima para el refuerzo será del 1%.

A continuación, se muestra las combinaciones de las cargas y los diagramas de las interacciones para los sismos en ambas direcciones para las columnas del primer nivel:

Tabla A.5

Combinaciones de diseño de las columnas 1-B y 1-E en la dirección X.

	Combinaciones	Combinaciones de diseño		
		P (Ton)	MY (Ton-m)	MX (Ton-m)
Sismo en X positivo	U1=1.4CM+1.7CV	113.95	0.14	-0.93
	U2=1.25(CM+CV)+CSX	125.13	0.62	12.33
	U3=1.25(CM+CV)-CSX	73.48	-0.37	-13.94
	U4=0.9CM+CSX	89.14	0.58	12.62
	U5=0.9CM-CSX	37.49	-0.41	-13.65
Sismo en X negativo	U2=1.25(CM+CV)+CSX	125.13	-0.62	-12.33
	U3=1.25(CM+CV)-CSX	73.48	0.33	13.94
	U4=0.9CM+CSX	89.14	-0.58	-12.62
	U5=0.9CM-CSX	37.49	0.41	13.65

Tabla A.6

Combinaciones de diseño de las columnas 1-B y 1-E en la dirección Y.

	Combinaciones	Combinaciones de diseño		
		P (Ton)	MY (Ton-m)	MX (Ton-m)
Sismo en Y positivo	U1=1.4CM+1.7CV	113.95	0.14	-0.92
	U2=1.25(CM+CV)+CSY	126.08	5.36	2.11
	U3=1.25(CM+CV)-CSY	72.53	-5.12	-3.72
	U4=0.9CM+CSY	90.09	5.32	2.40
	U5=0.9CM-CSY	36.54	-5.16	-3.43
Sismo en Y negativo	U2=1.25(CM+CV)+CSY	126.08	-5.36	-2.11
	U3=1.25(CM+CV)-CSY	72.53	5.12	3.72
	U4=0.9CM+CSY	90.09	-5.32	-2.40
	U5=0.9CM-CSY	36.54	5.16	3.43

Tabla A.7

Combinaciones de diseño de las columnas 1-C y 1-D en la dirección X.

	Combinaciones	Combinaciones de diseño		
		P (Ton)	MY (Ton-m)	MX (Ton-m)
Sismo en X positivo	U1=1.4CM + 1.7CV	132.18	-0.13	0.25
	U2=1.25(CM+CV) + CSX	116.68	0.05	11.86
	U3=1.25(CM+CV) - CSX	113.51	-0.28	-11.42
	U4=0.9CM + CSX	74.62	0.08	11.79
	U5=0.9CM - CSX	71.46	-0.24	-11.48
Sismo en X negativo	U2=1.25(CM+CV) + CSX	116.68	-0.05	-11.86
	U3=1.25(CM+CV) - CSX	113.51	0.28	11.42
	U4=0.9CM + CSX	74.62	-0.08	-11.79
	U5=0.9CM - CSX	71.46	0.24	11.48

Tabla A.8

Combinaciones de diseño de las columnas 1-C y 1-D en la dirección Y.

	Combinaciones	Combinaciones de diseño		
		P (Ton)	MY (Ton-m)	MX (Ton-m)
Sismo en Y positivo	U1=1.4CM + 1.7CV	132.18	-0.13	0.25
	U2=1.25(CM+CV) + CSY	131.43	4.53	2.72
	U3=1.25(CM+CV) - CSY	98.76	-4.76	-2.29
	U4=0.9CM + CSY	89.38	4.56	2.66
	U5=0.9CM - CSY	56.71	-4.72	-2.35
Sismo en Y negativo	U2=1.25(CM+CV) + CSY	131.43	-4.53	-2.72
	U3=1.25(CM+CV) - CSY	98.76	4.76	2.29
	U4=0.9CM + CSY	89.38	-4.56	-2.66
	U5=0.9CM - CSY	56.71	4.72	2.35

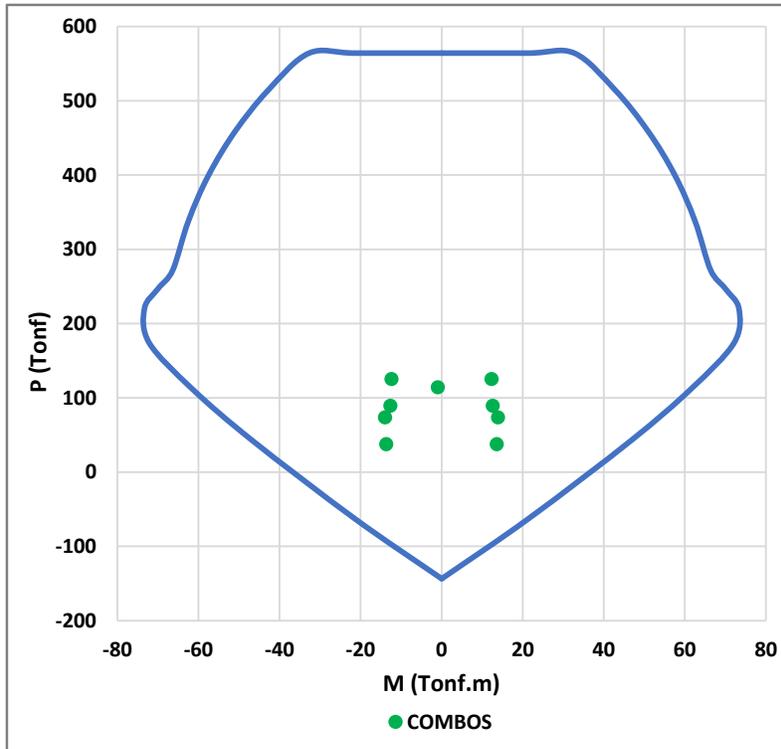


Figura A.4. Diagrama de interacción de las columnas 1-B y 1-E para la dirección X.

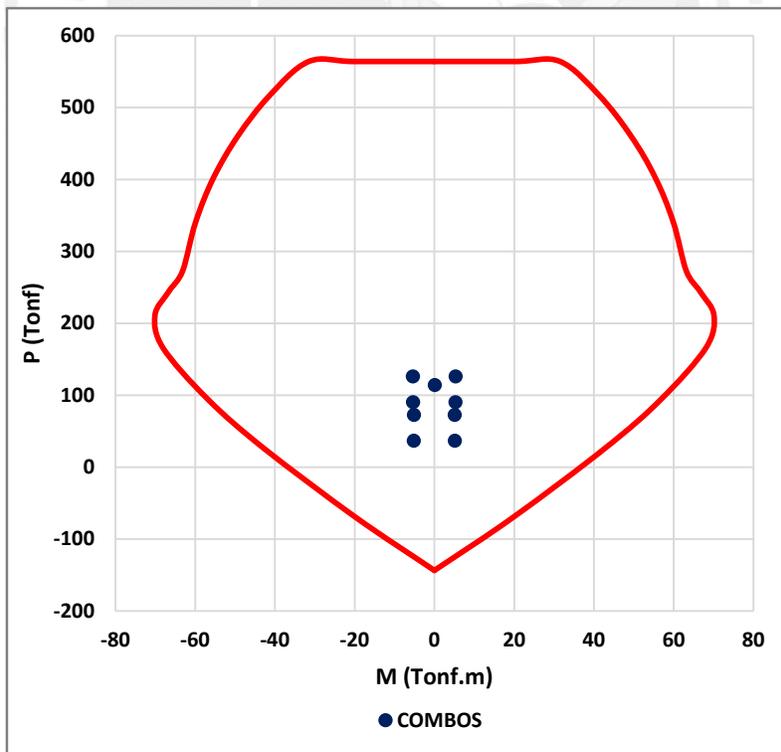


Figura A.5. Diagrama de interacción de las columnas 1-B y 1-E para la dirección Y.

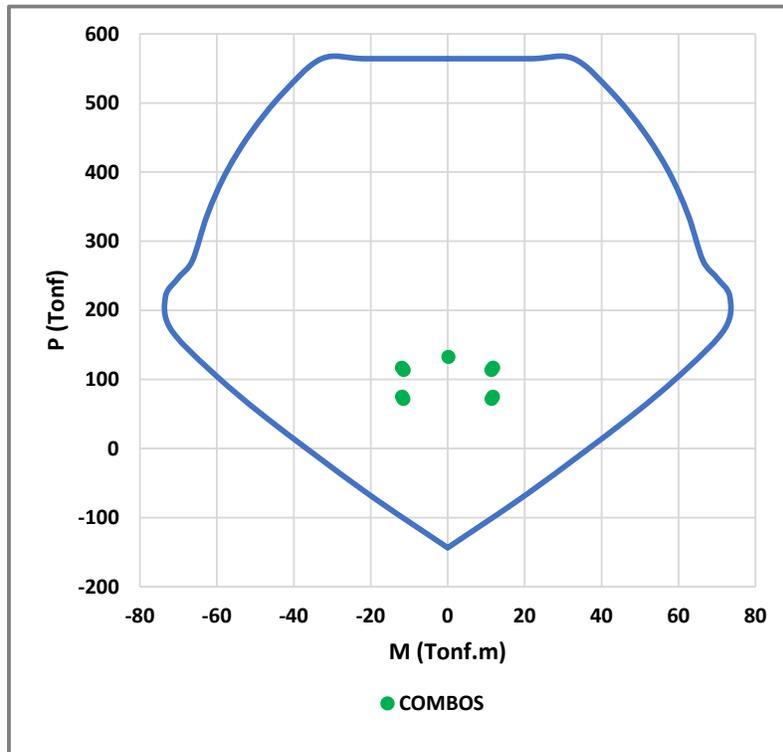


Figura A.6. Diagrama de interacción de las columnas 1-C y 1-D en la dirección X.

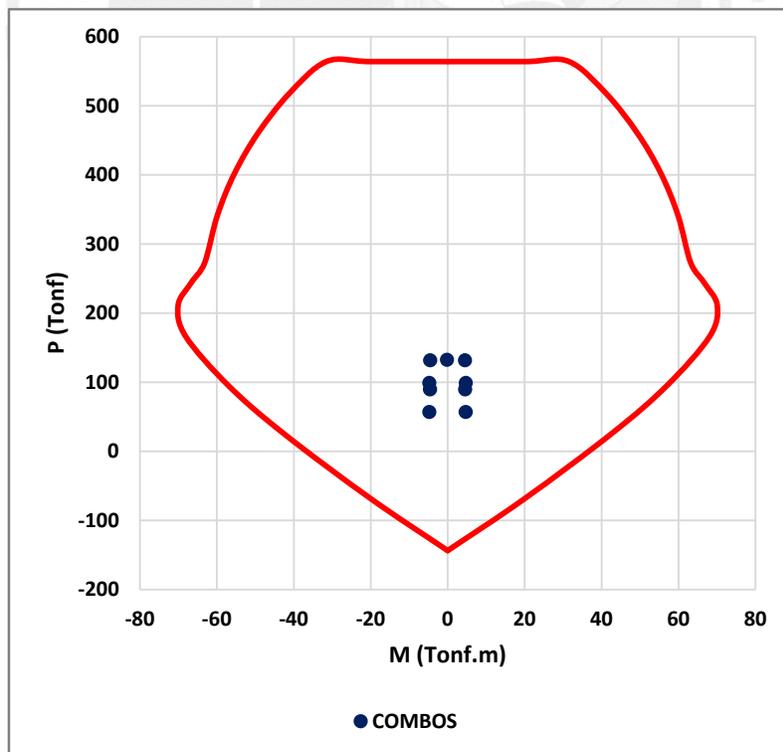


Figura A.7. Diagrama de interacción de las columnas 1-C y 1-D en la dirección Y.

En las figuras A.6 a A.7 se puede apreciar que las combinaciones de diseño para el piso 1 se encuentran dentro del diagrama de interacción, por ello la armadura propuesta cumple con el diseño. Además, se evidencia que las columnas del pórtico 1 están más solicitadas en la dirección X. Asumiendo una cuantía del 1% mínima para la sección propuesta (60 x 60 cm), su área del acero requerida será de 36 cm<sup>2</sup>. En la tabla siguiente se puede verificar el resumen de la armadura de las columnas por flexocompresión:

Tabla A.9

Resumen de armadura de las columnas 1-B y 1-E.

Nivel	Mu (ton-m)	Pu (ton)	Arreglo	As col. (cm <sup>2</sup> )	ρ mín.	ρ col.
7	7.70	12.68	4ø1" + 6ø3/4"	37.44	0.0100	0.0104
6	9.38	30.30	4ø1" + 6ø3/4"	37.44	0.0100	0.0104
5	12.48	35.87	4ø1" + 6ø3/4"	37.44	0.0100	0.0104
4	14.97	68.10	4ø1" + 6ø3/4"	37.44	0.0100	0.0104
3	16.51	87.84	4ø1" + 6ø3/4"	37.44	0.0100	0.0104
2	17.62	107.55	4ø1" + 6ø3/4"	37.44	0.0100	0.0104
1	13.65	126.08	4ø1" + 6ø3/4"	37.44	0.0100	0.0104

Tabla A.10

Resumen de armadura de las columnas 1-C y 1-D.

Nivel	Mu (ton-m)	Pu (ton)	Arreglo	As col. (cm <sup>2</sup> )	ρ mín.	ρ col.
7	3.96	13.30	4ø1" + 6ø3/4"	37.44	0.010	0.012
6	5.63	33.62	4ø1" + 6ø3/4"	37.44	0.010	0.012
5	7.94	53.29	4ø1" + 6ø3/4"	37.44	0.010	0.012
4	9.99	73.20	4ø1" + 6ø3/4"	37.44	0.010	0.012
3	11.46	93.13	4ø1" + 6ø3/4"	37.44	0.010	0.012
2	12.85	99.99	4ø1" + 6ø3/4"	37.44	0.010	0.012
1	11.86	116.68	4ø1" + 6ø3/4"	37.44	0.010	0.012

- **Diseño por cortante por capacidad:** Similar para el diseño de vigas, el capítulo 21 de las Normas E.060 presenta las pautas para los diseños en los sistemas estructurales duales. Se debe considerar una longitud de confinamiento, la cual debe ser la mayor de los siguientes casos:

- $\frac{Ll}{6} = \frac{210}{6} = 40.83 \text{ cm}$

- La mayor dimensión del elemento: 60 cm

- 50 cm

El espaciamiento del estribo en las zonas del confinamiento debe ser la menor de las siguientes:

- $6dbl = 6 \cdot 1.905 = 11.43 \text{ cm}$
- 10 cm

En la zona central, el espaciamiento del estribo será el menor de:

- $10dbl = 10 \cdot 1.905 = 19.05 \text{ cm}$
- $\frac{d}{4} = \frac{54}{4} = 13.5 \text{ cm}$ , pero no menor de 15 cm
- $24dbt = 24 \cdot 0.95 = 22.86 \text{ cm}$
- 30 cm
- Lo requerido por capacidad

Para el diseño de la capacidad de las columnas, se debe conocer el momento nominal que proporcionan las armaduras longitudinales. Estos datos son obtenidos a partir del diagrama de la interacción sin factores de la reducción de resistencia. El  $M_n$  será el correspondiente a la carga axial última ( $P_u$ ) más próxima a los límites del diagrama.

Tabla A.11

Resumen de diseño por capacidad de las columnas 1-B y 1-E.

Nivel	Mn inf. (Ton-m)	Mn sup. (Ton-m)	Hn (m)	Vu (Ton)	Pu (Ton)	Vc (Ton)
7	49	49	2.45	50.00	10.05	29.31
6	52	52	2.45	53.06	23.82	30.09
5	54	54	2.45	55.10	35.87	30.78
4	56	56	2.45	57.14	46.27	31.37
3	58	58	2.45	59.18	55.37	31.89
2	60	60	2.45	61.22	63.93	32.38
1	65	65	2.45	66.33	79.48	33.27

Tabla A.12

Longitud de confinamiento y distribución final de estribos para las columnas 1-B y 1-E.

Nivel	Lo (m)	S (cm)	S conf. (m)	S central (m)
7	0.60	21.82	0.10	0.20
6	0.60	19.92	0.10	0.15
5	0.60	18.92	0.10	0.15
4	0.60	17.96	0.10	0.15
3	0.60	17.07	0.10	0.15
2	0.60	16.25	0.10	0.15
1	0.60	14.39	0.10	0.15

Tabla A.13

Resumen del diseño por capacidad de las columnas 1-C y 1-D.

Nivel	Mn inf. (Ton-m)	Mn sup. (Ton-m)	Hn (m)	Vu (Ton)	Pu (Ton)	Vc (Ton)
7	50	50	2.45	51.02	8.03	29.19
6	56	56	2.45	57.14	19.99	29.87
5	60	60	2.45	61.22	31.16	30.51
4	62	62	2.45	63.27	65.76	32.48
3	65	65	2.45	66.33	82.99	33.47
2	69	69	2.45	70.41	99.99	34.43
1	71	71	2.45	72.45	113.51	35.21

Tabla A.14

Longitud de confinamiento y distribución final de estribos para las columnas 1-C y 1-D.

Nivel	Lo (m)	S (cm)	S conf. (m)	S central (m)
7	0.60	21.82	0.10	0.20
6	0.60	19.92	0.10	0.15
5	0.60	18.92	0.10	0.15
4	0.60	17.96	0.10	0.15
3	0.60	17.07	0.10	0.15
2	0.60	16.25	0.10	0.15
1	0.60	14.39	0.10	0.15

**Diseño de muros del concreto armado:**

- **Verificación de la necesidad de confinamiento en los bordes:** En el diseño de los muros de concreto armado se debe verificar la necesidad de colocar acero longitudinal confinado en los extremos del muro. Para ello, se debe conocer el recorrido del borde al eje del neutro de la sección. Según la Norma E.060, el límite para el eje neutro dependerá de la longitud del muro ( $l_m$ ), el desplazamiento máximo inelástico en la dirección de análisis ( $\delta_u$ ) y su altura del muro ( $h_m$ ). La expresión es la siguiente:

$$c \geq \frac{l_m}{600 \left( \frac{\delta_u}{h_m} \right)} \quad (\text{A.4})$$

En el pórtico 1, se tiene en los extremos dos muros en forma de “L”, en teoría se debería analizar cada parte del muro en la dirección que le corresponde y determinar una armadura y núcleos por separado, pero para uniformizar el diseño y facilitar el armado

se analizará la dirección con mayores solicitaciones y el diseño se replicará para la otra sección. En la dirección X, el tramo de muro mide 1.5 m, entonces se tendrá:

$$c \geq \frac{1.5}{600 \left( \frac{0.038}{18.9} \right)} = 0.50 \text{ m}$$

La distancia máxima de un extremo del muro al eje neutro es de 0.50 m. Para dicha distancia, la longitud de confinamiento debe escogerse de las siguientes expresiones:

$$L_o = c - 0.1l_w \quad (\text{A.5})$$

$$L_o = c/2 \quad (\text{A.6})$$

Para el muro a diseñar se tendrá:

$$L_o = 0.5 - 0.1 * 1.5 = 0.35 \text{ m}$$

$$L_o = 0.5/2 = 0.25 \text{ m}$$

Según lo anterior, bastará con colocar un confinamiento de 0.35 m en ambos lados del muro. Redondeando a un valor múltiplo de 10, se decide entonces confinar una distancia de 0.40 m.

- **Diseño por flexocompresión:** El diseño es similar al realizado para las columnas, verificando que en todo momento el diagrama de interacción contiene los puntos de las combinaciones. Para el muro, en el primer nivel, se tendrá las siguientes combinaciones y diagramas de interacción:

Tabla A.15

Combinaciones de diseño para el muro en la dirección X.

	Combinaciones	Combinaciones de diseño		
		P (Ton)	MY (Ton-m)	MX (Ton-m)
Sismo en X positivo	U1=1.4CM + 1.7CV	143.06	-1.01	-1.38
	U2=1.25(CM+CV) + CSX	173.37	52.89	135.42
	U3=1.25(CM+CV) - CSX	76.20	-54.63	-137.81
	U4=0.9CM + CSX	128.51	53.23	135.90
	U5=0.9CM - CSX	31.34	-54.29	-137.33
Sismo en X negativo	U2=1.25(CM+CV) + CSX	173.37	-52.89	-135.42
	U3=1.25(CM+CV) - CSX	76.20	54.63	137.81
	U4=0.9CM + CSX	128.51	-53.23	-135.90
	U5=0.9CM - CSX	31.34	54.29	137.33

Tabla A.16

Combinaciones de diseño para el muro en la dirección Y.

	Combinaciones	Combinaciones de diseño		
		P (Ton)	MY (Ton-m)	MX (Ton-m)
Sismo en Y positivo	U1=1.4CM + 1.7CV	143.06	-1.01	-1.38
	U2=1.25(CM+CV) + CSY	173.37	75.76	55.42
	U3=1.25(CM+CV) - CSY	76.20	-77.50	-57.81
	U4=0.9CM + CSY	128.51	76.10	55.89
	U5=0.9CM - CSY	31.34	-77.16	-57.33
Sismo en Y negativo	U2=1.25(CM+CV) + CSY	209.02	-75.76	-55.42
	U3=1.25(CM+CV) - CSY	40.55	77.50	57.81
	U4=0.9CM + CSY	164.16	-76.10	-55.89
	U5=0.9CM - CSY	-4.31	77.16	57.33

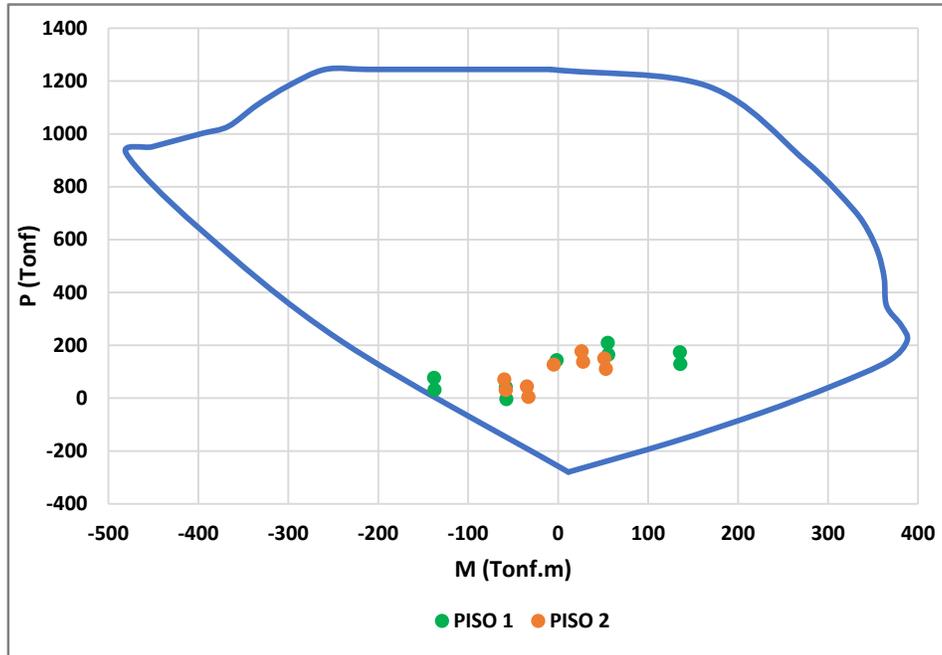


Figura A.8. Diagrama de interacción para el muro en X.

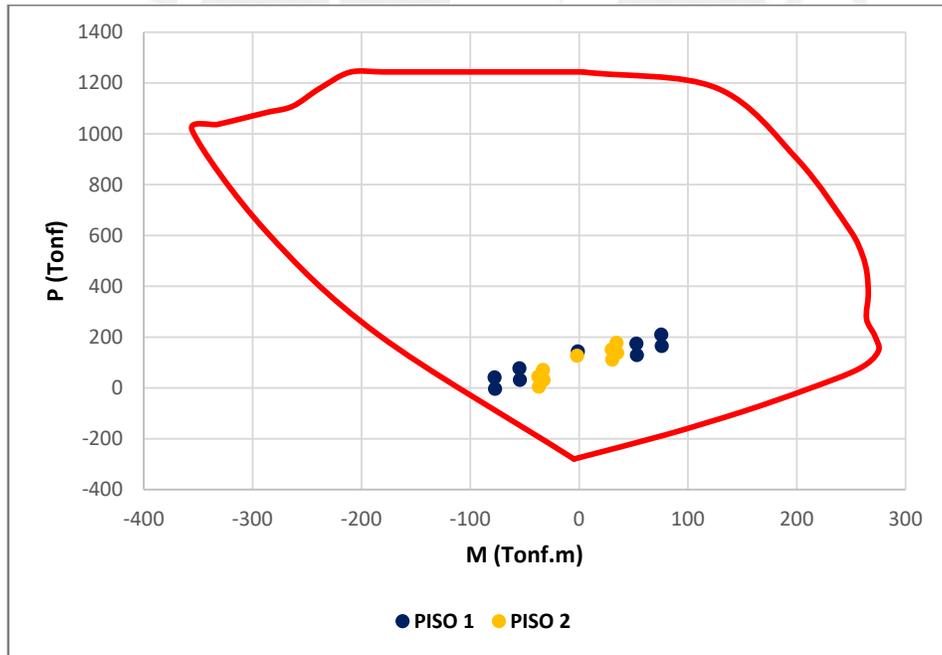


Figura A.9. Diagrama de interacción para el muro en Y.

En las figuras A.8 y A.9 se puede apreciar que las combinaciones de diseño para el piso 1 y 2 se pueden encontrar dentro del diagrama de la interacción, por lo que el refuerzo longitudinal colocado es el adecuado. La forma del diagrama de interacción no es simétrica debido a que el muro posee una geometría irregular.

- **Diseño por cortante por capacidad:** Su diseño por las capacidades para los muros del concreto armado sigue el siguiente procedimiento:

Definir la esbeltez del muro en el nivel de análisis, para el primer nivel será:

$$\frac{h_m}{l_m} = \frac{18.90}{1.50} = 12.6$$

Determinar el factor  $\alpha c$  según el numeral 11.10.5 de la Norma E.060, para el caso de estudio se obtuvo:

$$\alpha c = 0.53$$

Calcular la resistencia de los concretos afectadas por el factor de la reducción de resistencia  $\phi = 0.85$ :

$$\phi V_c = 0.85 \alpha c \sqrt{f'_c} (d) 0.8 l_w = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 0.8 * 1.5 * 0.3 * 10 = 27.14 \text{ Ton}$$

Definir la resistencia nominal máxima a cortante de la sección:

$$\phi V_n = 0.85 (2.63) \sqrt{f'_c} (d) 0.8 l_w = 0.85 * 2.63 * \sqrt{210} * 0.8 * 1.5 * 0.3 * 10 = 134.67 \text{ Ton}$$

En el diseño por capacidad, se toma en cuenta la respuesta inelástica ante la acción del sismo. Para ello, se debe conocer tanto la fuerza cortante y los momentos provenientes del análisis, así como también el momento nominal proporcionado por el refuerzo longitudinal, el cual puede ser obtenido del diagrama de interacción:

$$V_u = V_{ua} \left( \frac{M_n}{M_{ua}} \right) = 40.64 \left( \frac{225}{136.61} \right) = 66.93 \text{ Ton}$$

El acero transversal deberá resistir, para la fuerza cortante última calculada, lo siguiente:

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = \frac{66.93 - 27.14}{0.85} = 46.82 \text{ Ton}$$

Para que el acero pueda soportar dicha cantidad de fuerza cortante, usando doble malla de acero de 3/8", el acero debe estar espaciado una distancia:

$$S = \frac{A_s f_y d}{V_s} = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 0.8 * 150}{46.86 * 1000} = 15 \text{ cm}$$

Tabla A.17

Resumen del diseño por capacidad del muro.

Piso	Vua (Ton)	Hm/Lm	$\alpha_c$	$\phi V_c$ (Ton)	$\phi V_n$ máx (Ton)	Mua (Ton-m)	Mn (Ton-m)	Mn/Mua	Vu (Ton)	Vs (Ton)
7	3.93	1.80	0.65	33.28	134.67	16.95	190.00	3.50	13.76	-22.97
6	7.23	3.60	0.53	27.14	134.67	13.71	195.00	3.50	25.31	-2.16
5	11.36	5.40	0.53	27.14	134.67	9.15	200.00	3.50	39.76	14.85
4	15.17	7.20	0.53	27.14	134.67	11.89	205.00	3.50	53.10	30.54
3	19.78	9.00	0.53	27.14	134.67	27.58	210.00	3.50	69.23	49.52
2	24.08	10.80	0.53	27.14	134.67	55.64	220.00	3.50	84.28	67.23
1	40.64	12.60	0.53	27.14	134.67	136.61	225.00	1.65	66.93	46.82

Tabla A.18

Arreglo de armaduras fuera del núcleo confinado del muro.

Piso	$\rho_{\min h}$	$\rho_{\min v}$	Acero horizontal				Acero vertical			
			Barras	$\phi$	S final (m)	$\rho_{sh}$	$\rho_{sv}$	Barras	$\phi$	S final (m)
7	0.0020	0.0020	2	3/8"	0.20	0.0025	0.0025	2	3/8"	0.20
6	0.0020	0.0015	2	3/8"	0.20	0.0025	0.0015	2	3/8"	0.20
5	0.0020	0.0015	2	3/8"	0.20	0.0025	0.0015	2	3/8"	0.20
4	0.0025	0.0020	2	3/8"	0.20	0.0025	0.0020	2	3/8"	0.20
3	0.0025	0.0020	2	3/8"	0.15	0.0033	0.0020	2	3/8"	0.20
2	0.0025	0.0020	2	3/8"	0.10	0.0047	0.0020	2	3/8"	0.15
1	0.0025	0.0025	2	3/8"	0.15	0.0032	0.0025	2	3/8"	0.15

Tabla A.19

Arreglo de armaduras en el núcleo confinado del muro.

Piso	Longitud (m)	Ancho (m)	Barras	$\phi$	$\rho$
7	0.40	0.30	6	5/8"	0.0100
6	0.40	0.30	6	5/8"	0.0100
5	0.40	0.30	6	5/8"	0.0100
4	0.40	0.30	6	5/8"	0.0133
3	0.40	0.30	6	5/8"	0.0133
2	0.40	0.30	8	5/8"	0.0133
1	0.40	0.30	8	5/8"	0.0133

## Anexo B. Diseño estructural por DDBD

### Diseño del pórtico del eje 1 en X por DDBD:

#### Análisis estructural en las vigas y columnas

En el procedimiento del DDBD para el caso del estudio en la dirección X, se asignó un 43% de las fuerzas cortante basal en el sistema de pórticos. Este porcentaje debe de ser distribuido en los 8 pórticos que existen en dicha dirección. En la distribución de las fuerzas cortantes, se toma en cuenta el número de uniones de la viga, columna que hay en los pórticos. En el pórtico de análisis existen 8 uniones de la viga, columna de un total de 64 en dicha dirección, por lo que la fuerza cortante asignada al pórtico 1 será:

$$V_f = 0.43V_{base} = 0.43 * 590.43 = 253.88 \text{ Tonf}$$

$$V_{f1} = \frac{\eta_1 V_f}{\eta_t} = \frac{8 * 253.88}{64} = 31.74 \text{ Tonf}$$

Al inicio del procedimiento bajo DDBD se asumió que el sistema de pórticos resistiría una fuerza cortante constante a lo largo de las alturas de los edificios. Esto hace posible que todas las vigas de la misma dimensión puedan resistir momentos constantes en sus extremos en todos los niveles. Así, considerando la altura de entrepiso de 2.70 m, se tendrán los siguientes momentos en las vigas:

$$M_b = \frac{V_{f1} H}{\eta_1} = \frac{31.74 * 2.70}{8} = 10.71 \text{ Tonf.m}$$

A partir del momento en los extremos de la viga, se puede determinar las fuerzas cortantes, las cuales serán constantes en todas las vigas de la misma dimensión. Se asume que el diagrama de momentos flectores pasa por el centro de la viga. En el pórtico 1, se tiene vigas de 3.50 m y 5 m de longitud, sus fuerzas cortantes serán:

$$V_{b,3.5} = \frac{10.71 * 2}{3.5} = 6.12 \text{ Tonf}$$

$$V_{b,5} = \frac{10.71 * 2}{5} = 4.28 \text{ Tonf}$$

En el último nivel, tanto las fuerzas cortantes como el momento flector en las vigas será la mitad de los calculados para los niveles inferiores. En las columnas, Priestley et. al. (2007) propone que las columnas interiores resistan una fuerza cortante dos veces más que las

exteriores, ya que en general el sistema de muros será el que controle el diseño. En el pórtico 1 solo se tiene columnas interiores, por lo que la fuerza cortante será:

$$V_c = \frac{V_{f1}}{\eta_1} = \frac{31.74 * 2}{8} = 7.93 \text{ Tonf}$$

En los niveles en los que el punto de la inflexión se encuentre a la mitad de las columnas, el momento flector, tanto inferior como superior será:

$$M_c = 2(V_c H - 0.5 M_b) = 2\left(\frac{7.93}{2} * 2.70 - 0.5 * 10.71\right) = 10.71 \text{ Tonf.m}$$

En la base, Priestley et. al. (2007) señala que, para evitar los mecanismos del piso blando, el punto de inflexión en la columna se encuentra a una altura de 0.6 veces altura del primer nivel. Para tomar en cuenta esto, el momento en la base será:

$$M_{c,base} = \frac{0.6 * 2.7}{0.5 * 2.7} * 10.71 = 12.85 \text{ Tonf.m}$$

Tabla B.1

Fuerzas en vigas y columnas provenientes del DDBD.

Nivel	H (m)	Vigas				Columnas	
		Vib1 (Tonf)	Vib2 (Tonf)	Mi (Tonf.m)	Vic (Tonf)	Mi arr. (Tonf.m)	Mi ab. (Tonf.m)
7	18.9	3.06	2.14	5.36	7.93	0	10.71
6	16.2	6.12	4.28	10.71	7.93	10.71	10.71
5	13.5	6.12	4.28	10.71	7.93	10.71	10.71
4	10.8	6.12	4.28	10.71	7.93	10.71	10.71
3	8.1	6.12	4.28	10.71	7.93	10.71	10.71
2	5.4	6.12	4.28	10.71	7.93	10.71	10.71
1	2.7	6.12	4.28	10.71	7.93	10.71	10.71
0	0	6.12	4.28	10.71	7.93	12.85	

#### Diseño de vigas:

- **Diseño por flexión:** La diferencia del método basado en las fuerzas, el DDBD diseña las vigas considerando dos zonas. Primero se realiza el diseño de las rótulas plásticas, las cuales se considera que se formen en los extremos de la viga y cuyo comportamiento será inelástico. Luego se realiza el diseño de las zonas que se comportarán elásticamente.

En las zonas la alineación de rótulas plásticas, se consideran las cargas de gravedad y el momento flector proveniente del análisis DDBD:

$$1.4CM + 1.7CV \quad (B.1)$$

$$M_E \quad (B.2)$$

Las zonas elásticas, que corresponden al resto de la viga, se diseñan con las siguientes combinaciones:

$$M_{g1} = 1.4CM + 1.7CV \quad (B.3)$$

$$M_{g2} = 1.25(CM + CV) \quad (B.4)$$

$$M_E \quad (B.5)$$

$$M_E^o \quad (B.6)$$

$$M_u(x) = 0.7(M_E^o + M_{g2}) \quad (B.7)$$

$$M_x = M_{E,l}^o + (M_{E,r}^o + M_{E,l}^o) \frac{x}{L} + \frac{W_g L}{2} x - \frac{W_g x^2}{2} \quad (B.8)$$

Las ecuaciones B.3 y B.4 consideran únicamente las cargas de las gravedades que se aplican en las vigas. En la ecuación B.5,  $M_E$  es el momento procedente del análisis estructural. En la ecuación B.6,  $M_E^o$  es el momento flector procedente del análisis estructural multiplicado por el factor de sobrerresistencia  $\phi^o$ , el cual será obtenido a partir del diseño de las rótulas plásticas. La combinación de cargas de la ecuación B.7 considera el momento de sismo afectado por sobrerresistencia y las cargas de la gravedad, asumiendo la redistribución de los momentos flectores del 30%. En las ecuaciones B.8 se considera los momentos de los extremos de las vigas por sismo amplificado y la carga de gravedad no amplificada considerando la viga como simplemente apoyada.

En el capítulo 4 se definieron los materiales para el diseño de las zonas de la formación de rótulas plásticas y de las zonas elásticas. En las rótulas plásticas, no se considera el uso de los siguientes factores de la reducción de la resistencia a la flexión ( $\phi = 1$ ), para el resto de zonas, el diseño sí considera el factor de  $\phi = 0.9$ .

Para facilitar el diseño y el armado en construcción, se puede agrupar los diseños de las vigas cada dos niveles. A continuación, se puede mostrar las envolventes de diseño para las vigas del pórtico 1 para el nivel 6 y 7:

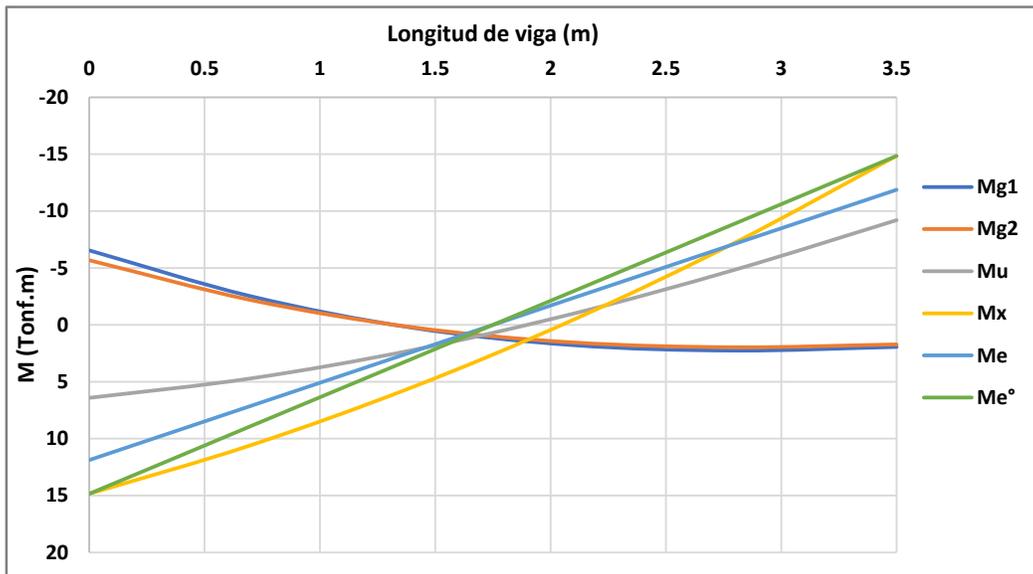


Figura B.1. Envolvente de momentos para los tramos 1 y 5 de los pisos 6 y 7.

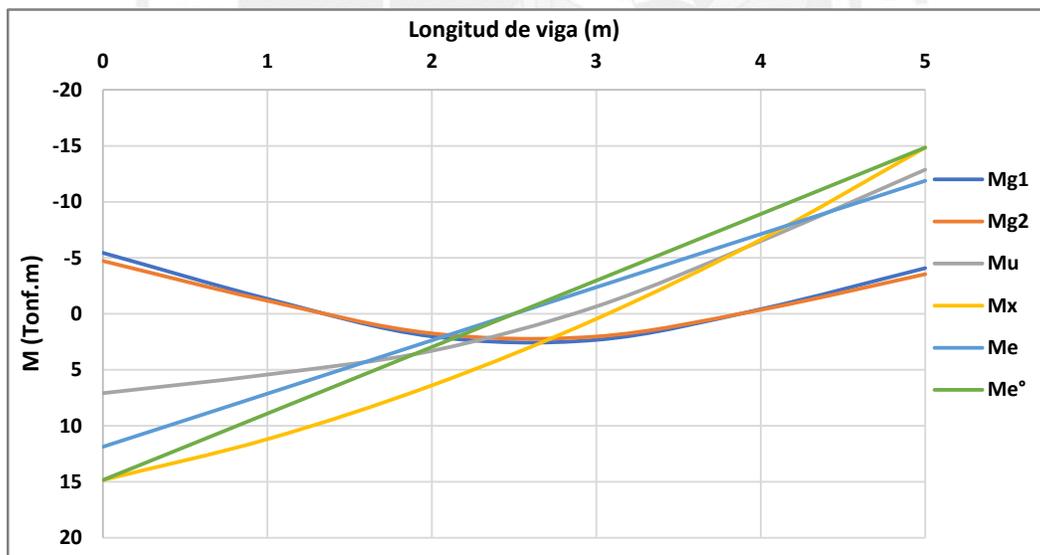


Figura B.2. Envolvente de momentos para los tramos 2 y 4 de los pisos 6 y 7.

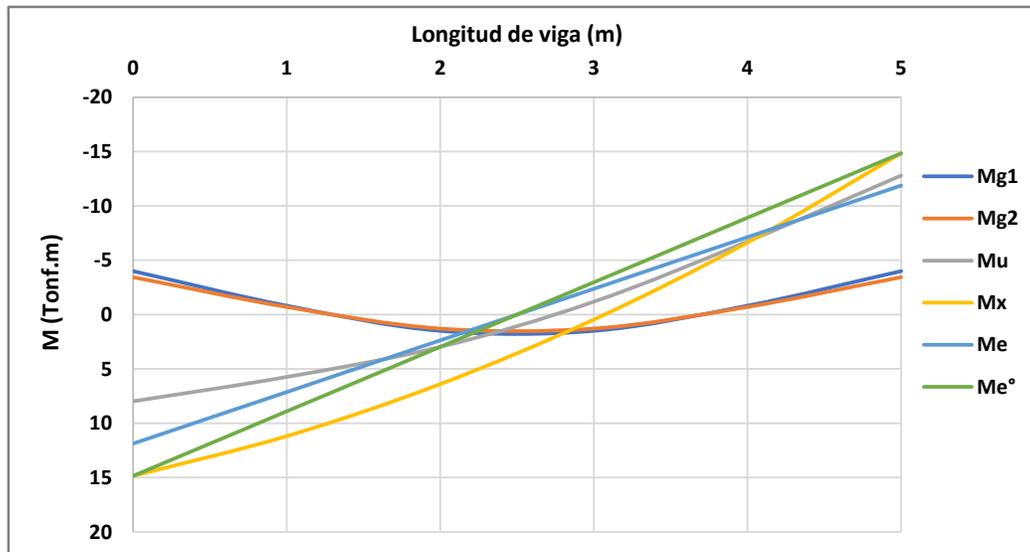


Figura B.3. Envolvente de momentos para el tramo 3 de los pisos 6 y 7.

• **Diseño de las rótulas plásticas:** La viga del caso de estudio tiene como dimensiones 0.30x0.60 m. Las propiedades de los materiales fueron definidas en el capítulo 4. El factor de las reducciones de la resistencia es  $\phi = 1$  y el factor de sobrerresistencia del material es de  $\lambda^o = 1.4$ . El procedimiento de diseño es similar al del diseño convencional, solo tomando en cuenta lo expuesto anteriormente. La tabla B.2 muestra el resumen del diseño para las rótulas plásticas, los momentos se consideran a la cara de los elementos verticales y en la tabla B.3 el arreglo de las armaduras:

Tabla B.2

Resumen del diseño de rótulas plásticas.

Nivel	Ubicación	Izquierda	Derecha	Asmin (cm <sup>2</sup> )	As máx (cm <sup>2</sup> )
		Md (Tonf.m)	Md (Tonf.m)		
7 y 6	Superior	10.71	10.71	4.64	24.54
	Inferior	10.71	10.71		
5 y 4	Superior	10.71	10.71	4.64	24.54
	Inferior	10.71	10.71		
3 y 2	Superior	10.71	10.71	4.64	24.54
	Inferior	10.71	10.71		
1	Superior	10.71	10.71	4.64	24.54
	Inferior	10.71	10.71		

Tabla B.3

Arreglo de la armadura en las rótulas plásticas.

Nivel	Izquierda	Derecha	As col (cm2)	$\rho$
	As col (cm2)	As col (cm2)		
7 y 6	2ø3/4"+1ø5/8"	2ø3/4"+1ø5/8"	7.68	0.0047
	2ø3/4"+1ø5/8"	2ø3/4"+1ø5/8"		
5 y 4	2ø3/4"+1ø5/8"	2ø3/4"+1ø5/8"	7.68	0.0047
	2ø3/4"+1ø5/8"	2ø3/4"+1ø5/8"		
3 y 2	2ø3/4"+1ø5/8"	2ø3/4"+1ø5/8"	7.68	0.0047
	2ø3/4"+1ø5/8"	2ø3/4"+1ø5/8"		
1	2ø3/4"+1ø5/8"	2ø3/4"+1ø5/8"	7.68	0.0047
	2ø3/4"+1ø5/8"	2ø3/4"+1ø5/8"		

La tabla B.3 muestra que el análisis hecho por DDBD permite distribuir la fuerza de tal manera de lograr un diseño similar en todos los niveles, lo cual facilita mucho el dibujo de los planos y la construcción en la obra de los elementos. En base a las envolventes de momentos flectores, se puede ver que, en las zonas elásticas de la viga, bastará con correr dos varillas de 3/4" para satisfacer con el diseño.

Tabla B.4

Estimación del factor de la sobrerresistencia.

Tramos	Ubicación	Ln (m)	Mu (Ton-m)	M° (Ton-m)	M° cara (Ton-m)	Me (Ton-m)	$\phi^o$
1	Superior	3.2	10.71	24.60	23.68	10.71	2.30
	Inferior	3.2	10.71	24.60	23.68	10.71	2.30
2	Superior	4.4	10.71	24.60	23.68	10.71	2.30
	Inferior	4.4	10.71	24.60	23.68	10.71	2.30
3	Superior	4.4	10.71	24.60	23.68	10.71	2.30
	Inferior	4.4	10.71	24.60	23.68	10.71	2.30

El factor de sobrerresistencia a flexión  $\phi^o$  permite evaluar si existe un déficit en la resistencia de las rótulas plásticas a la flexión. El valor calculado debe de ser comparado con el obtenido mediante  $\frac{\lambda^o}{\phi} = \frac{1.4}{0.9} = 1.56$ . En caso el valor obtenido sea menor a 1.56, la sección contará con un déficit en la resistencia, por lo que será necesario aumentar refuerzo. Para el caso de estudio, el factor es mayor al límite, por lo que el diseño está correcto. Cabe mencionar que el factor de sobrerresistencia no debe de exceder por mucho, ya que así se estaría induciendo a que el elemento resista más a flexión que a cortante, lo que hay que evitar a la hora de planificar la capacidad el diseño.

• **Diseño de los tramos elásticos:** Como le mencionó, el diseño en los tramos elásticos no requerirá de mayor refuerzo, ya que basta con correr dos varillas de ¾”.

Tabla B.5

Resumen de diseño de los tramos elásticos.

Nivel	Ubicación	As min (cm2)	As máx. (cm2)	As (cm2)	As col (cm2)	Arreglo (Corrido)
7 y 6	Superior Inferior	4.64	24.54	4.35	5.68	2ø3/4"
5 y 4	Superior Inferior	4.64	24.54	4.35	5.68	2ø3/4"
3 y 2	Superior Inferior	4.64	24.54	4.35	5.68	2ø3/4"
1	Superior Inferior	4.64	24.54	4.35	5.68	2ø3/4"

• **Diseño por cortante por capacidad:** Los diseños por cortante de las vigas se toma en cuenta el factor de sobrerresistencia a flexión calculado previamente. Como se asumió que los momentos en las vigas sean constantes, el factor de sobrerresistencia será el mismo en todos los casos. La fuerza cortante para el diseño ( $V_E^o$ ) se estima a partir de dicho factor mediante:

$$V_E^o = \phi^o V_E \quad (B.9)$$

En el capítulo 3 se mencionó que se debe tener especial cuidado con las zonas de la formación de las rótulas plásticas, donde las cargas a considerar serán aquellas provenientes del análisis sísmico y por gravedad. Las combinaciones para el diseño por cortante son:

$$V_{g1} = 1.4CM + 1.7CV \quad (B.10)$$

$$V_{g2} = 1.25(CM + CV) \quad (B.11)$$

$$V_{g3} = 0.9CM \quad (B.12)$$

$$V_E \quad (B.13)$$

$$V_E^o \quad (B.14)$$

$$V_E^o + V_{g2} \quad (B.15)$$

$$V_E^0 + V_{g3} \quad (B.16)$$

A partir de las combinaciones presentadas, se generan las envolventes de fuerza cortante para las vigas:

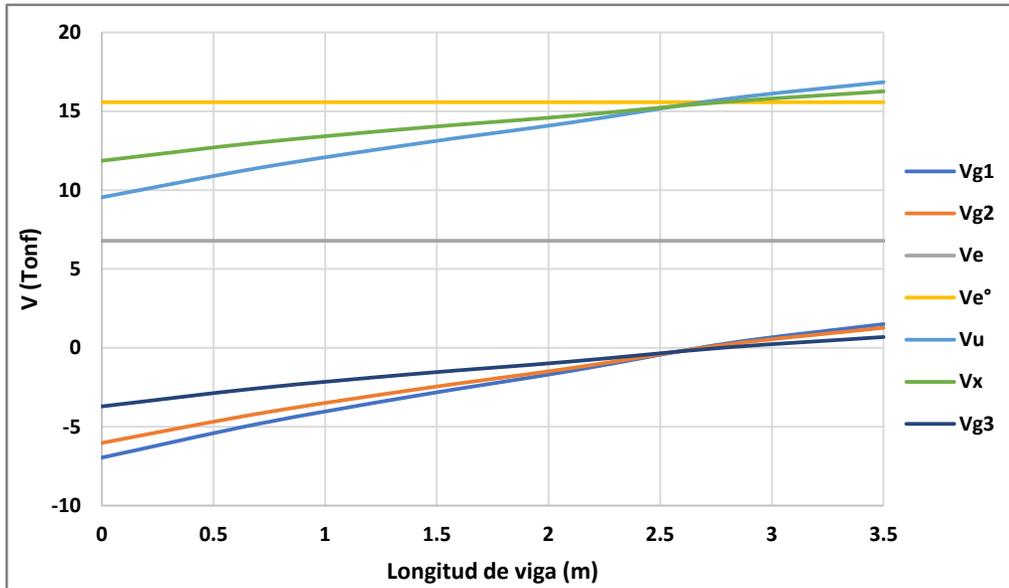


Figura B.4. Envolvente de fuerzas cortantes de los tramos 1 y 5 de la viga del piso 6 y 7.

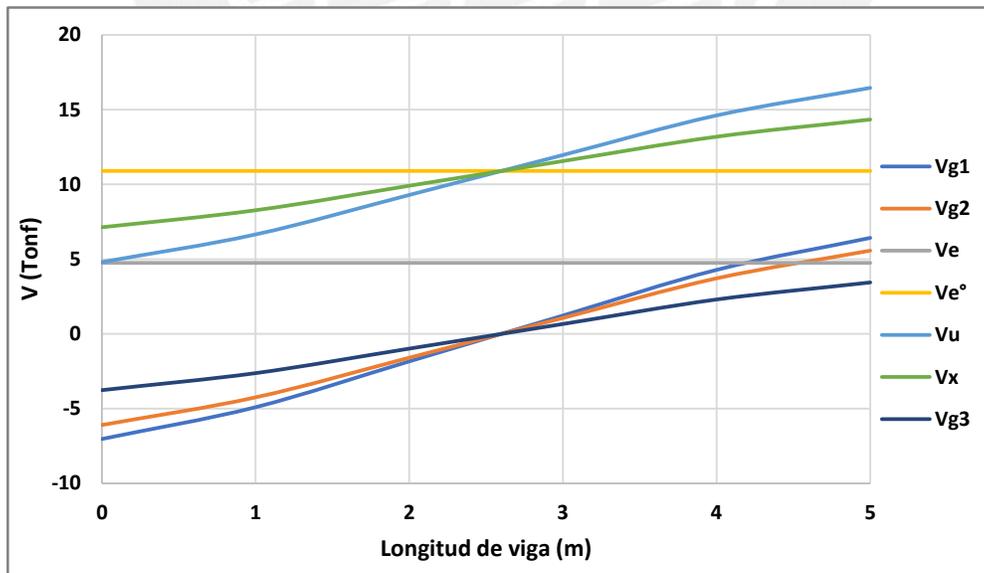


Figura B.5. Envolvente de fuerzas cortantes para los tramos 2 y 4 de la viga del piso 6 y 7.

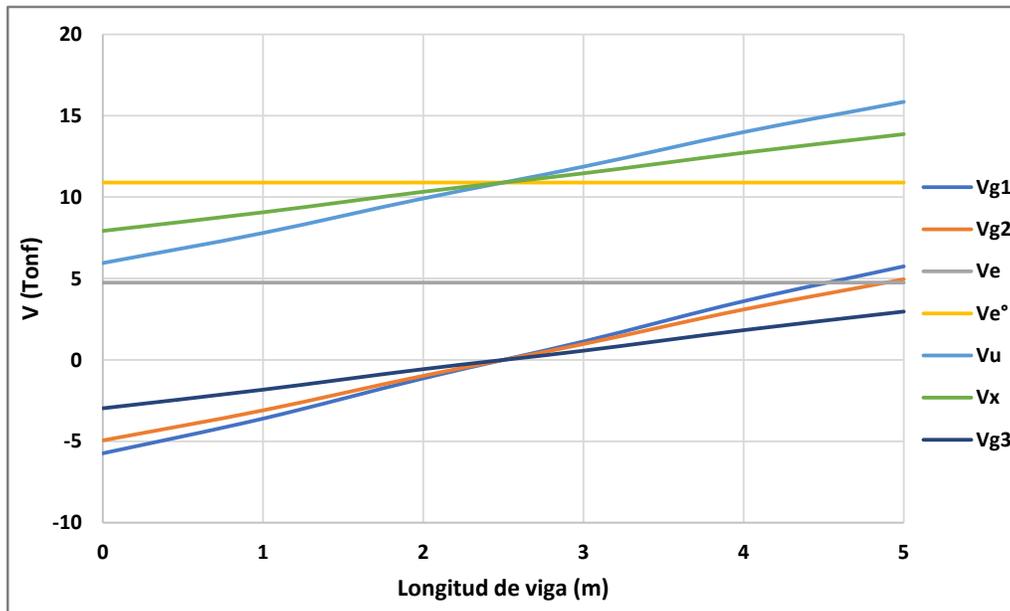


Figura B.6. Envolvente de fuerzas cortantes del tramo 3 de la viga del piso 6 y 7.

• **Diseño de las rótulas plásticas:** En las zonas de formación de las rótulas plásticas se puede considerar que el acero debe resistir en su totalidad las fuerzas cortantes de diseño, despreciando el aporte a la fuerza cortante del concreto. La longitud de confinamiento es igual a la calculada por FBD ( $L_o = 1.20\text{ m}$ ). Su espaciamiento mínimo de los estribos, tanto en la zona inelástica como en la zona elástica se mantiene respecto al FBD, este espaciamiento puede cambiar de acuerdo a las exigencias de fuerza cortante por capacidad. Aplicando la metodología descrita en el capítulo 3, se tiene:

Tabla B.6

Resumen de diseño por corte de las rótulas plásticas.

Pisos	Tramo	Vn (Tonf/m <sup>2</sup> )	Vc (Tonf/m <sup>2</sup> )	Av/s	Av (m <sup>2</sup> )	s (m)	s<6db	s<d/4	s final
7 y 6	1-5	90.99	0.00	0.00060	0.00014	0.24	0.11	0.13	0.10
	2-4	95.07	0.00	0.00063	0.00014	0.23	0.11	0.13	0.10
	3	91.29	0.00	0.00060	0.00014	0.24	0.11	0.13	0.10
5 y 4	1-5	95.95	0.00	0.00063	0.00014	0.22	0.11	0.13	0.10
	2-4	95.38	0.00	0.00063	0.00014	0.23	0.11	0.13	0.10
	3	91.29	0.00	0.00060	0.00014	0.24	0.11	0.13	0.10
3 y 2	1-5	98.15	0.00	0.00065	0.00014	0.22	0.11	0.13	0.10
	2-4	95.84	0.00	0.00063	0.00014	0.22	0.11	0.13	0.10
	3	91.29	0.00	0.00060	0.00014	0.24	0.11	0.13	0.10
1	1-5	98.15	0.00	0.00065	0.00014	0.22	0.11	0.13	0.10
	2-4	96.62	0.00	0.00064	0.00014	0.22	0.11	0.13	0.10
	3	91.29	0.00	0.00060	0.00014	0.24	0.11	0.13	0.10

• **Diseño de los tramos elásticos:** En el resto de zonas fuera de las rótulas plásticas, El aporte de los concretos a la resistencia a corte se puede considerar conjuntamente con el aporte del acero. Siguiendo los procedimientos descritos en el capítulo 3, se tiene:

Tabla B.7

Resumen del diseño por corte de los tramos elásticos.

Piso	Tramo	Vn (Tonf/m <sup>2</sup> )	V <sub>c</sub> (Tonf/m <sup>2</sup> )	Av/s	Av (m <sup>2</sup> )	s (m)	s<0.5d	s final (m)
7 y 6	1-5	90.99	55.05	0.0003	0.00014	0.54	0.26	0.20
	2-4	95.07	55.05	0.0003	0.00014	0.49	0.26	0.20
	3	91.29	55.05	0.0003	0.00014	0.54	0.26	0.20
5 y 4	1-5	95.95	55.05	0.0003	0.00014	0.48	0.26	0.20
	2-4	95.38	55.05	0.0003	0.00014	0.49	0.26	0.20
	3	91.29	55.05	0.0003	0.00014	0.54	0.26	0.20
3 y 2	1-5	98.15	55.05	0.0003	0.00014	0.45	0.26	0.20
	2-4	95.84	55.05	0.0003	0.00014	0.48	0.26	0.20
	3	91.29	55.05	0.0003	0.00014	0.54	0.26	0.20
1	1-5	98.15	55.05	0.0003	0.00014	0.45	0.26	0.20
	2-4	96.62	55.05	0.0003	0.00014	0.47	0.26	0.20
	3	91.29	55.05	0.0003	0.00014	0.54	0.26	0.20

Tabla B.8

Arreglo del refuerzo por corte en las vigas.

Piso	Tramo	Arreglo
7 y 6	1-5	1ø3/8" 1@0.05, 12@0.10, resto @0.20 m
	2-4	1ø3/8" 1@0.05, 12@0.10, resto @0.20 m
	3	1ø3/8" 1@0.05, 12@0.10, resto @0.20 m
5 y 4	1-5	1ø3/8" 1@0.05, 12@0.10, resto @0.20 m
	2-4	1ø3/8" 1@0.05, 12@0.10, resto @0.20 m
	3	1ø3/8" 1@0.05, 12@0.10, resto @0.20 m
3 y 2	1-5	1ø3/8" 1@0.05, 12@0.10, resto @0.20 m
	2-4	1ø3/8" 1@0.05, 12@0.10, resto @0.20 m
	3	1ø3/8" 1@0.05, 12@0.10, resto @0.20 m
1	1-5	1ø3/8" 1@0.05, 12@0.10, resto @0.20 m
	2-4	1ø3/8" 1@0.05, 12@0.10, resto @0.20 m
	3	1ø3/8" 1@0.05, 12@0.10, resto @0.20 m

### Diseño de columnas:

• **Diseño por flexocompresión:** El diseño de la flexocompresión en las columnas contempla los factores de la sobrerresistencia a la flexión calculado para el sistema de vigas, el cual se muestra en la tabla B.4. A ello, se añade un factor de la amplificación de dinámica ( $\omega_f$ ) para considerar los modos de superiores de la vibración, ya que las fuerzas provenientes del

análisis DDBD se obtuvieron teniendo en cuenta su conjunto, las estructuras es un sistema. con el grado de libertad en su representación. Priestley et. al. (2007) propone considerar un factor  $\omega_f = 1.3$  para los pisos superiores cuando las columnas forman parte de pórticos en una dirección. Para la base del primer nivel y para todo último nivel, se considera un factor  $\omega_f = 1.3$ .

Las combinaciones de diseño para los momentos únicamente toman en consideración las fuerzas obtenidas del análisis bajo DDBD ( $M_E$ ) amplificadas por los factores correspondientes y afectadas por los factores de la reducción de la resistencia ( $\phi = 0.9$ ):

$$M_E \quad (B.17)$$

$$M_E^o = \phi^o M_E \quad (B.18)$$

$$M_{u,base} = \omega_f M_E / \phi \quad (B.19)$$

$$M_{u,resto} = M_E^o + M_{E,max}^o (\omega_f - 1) \quad (B.20)$$

A partir de las combinaciones presentadas se grafican las envolventes de momentos flectores en las columnas:

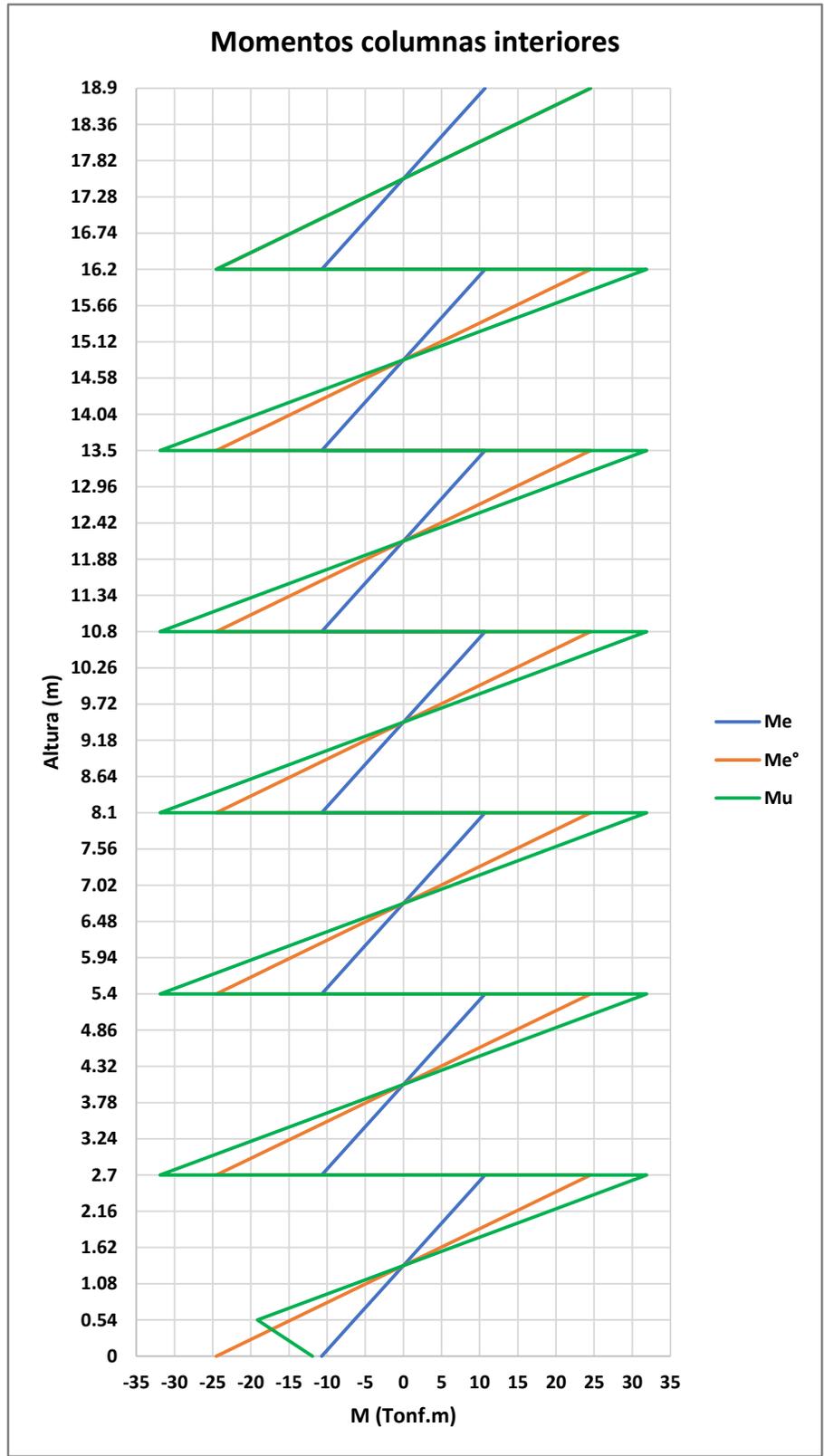


Figura B.7. Envolvente de momentos en las columnas del pórtico 1.

En la figura B.7 se puede apreciar el decaimiento del momento en la base de las columnas. Esto es consecuente con el diseño que se busca, ya que, ante la respuesta sísmica, se asume que se formarán rótulas plásticas de la base de las columnas. Para las fuerzas axiales, las combinaciones para el diseño toman en cuenta el aporte de las cargas de gravedad, las cuales son más críticas que las cargas axiales provenientes del sismo. La combinación última de diseño máxima considera el efecto de la carga de la gravedad más el aporte de la fuerza cortante multiplicado por el factor de sobrerresistencia a flexión, así se tendrá:

$$P_{g1} = 1.4CM + 1.7CV \quad (B.21)$$

$$P_{g2} = 1.25(CM + CV) \quad (B.22)$$

$$P_{g3} = 0.9CM \quad (B.23)$$

$$P_{u,máx} = P_{g2} + \phi^o V_E \quad (B.24)$$

$$P_{u,mín} = P_{g3} - \phi^o V_E \quad (B.25)$$

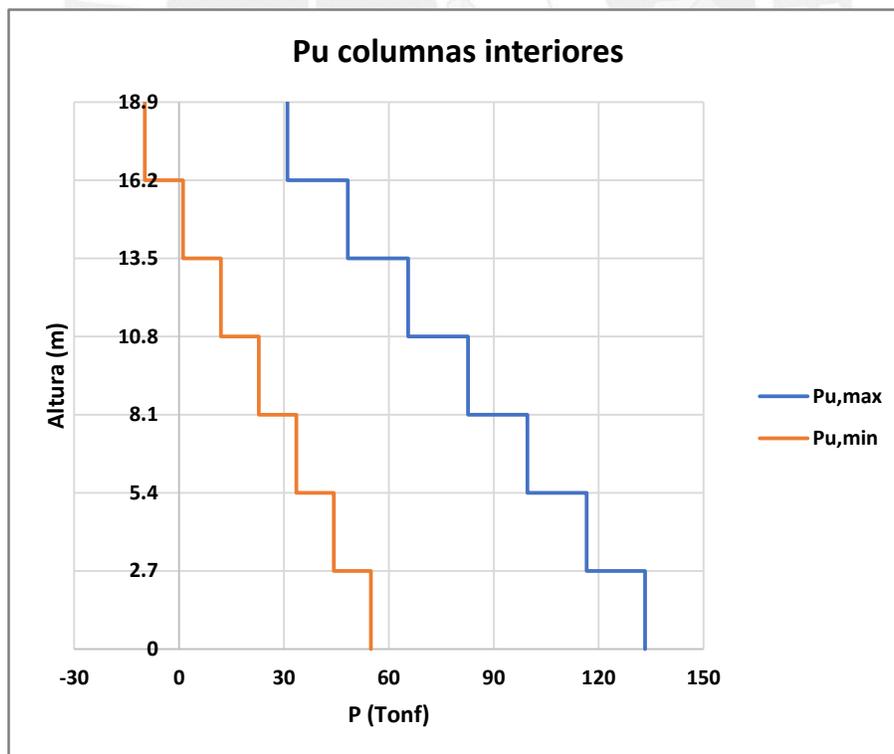


Figura B.8. Distribución de la fuerza axial en las columnas.

En el diagrama de interacción, Cada nivel está representado por un gráfico que representa los siguientes valores máximos asociados de la fuerza axial y el momento flector a ese nivel. Similar al método FBD, se debe verificar que dichos puntos se localicen dentro del diagrama. La única diferencia con el método convencional radica en que no es necesario reducir el diagrama de interacción mediante el factor de la reducción de la resistencia. Dichos factores ya tienen considerados en las obtenciones de las fuerzas del diseño. El diseño por capacidad requiere que la resistencia a la flexión sea menor que la resistencia a cortante, para lo cual es preferible que el punto de las combinaciones de las cargas estén lo más cerca posible entre sí. a los límites del diagrama de interacción, permitiendo que en la base de las columnas se puedan generar las rótulas plásticas. En los pisos superiores, el factor de amplificación dinámica permite que las columnas se comporten elásticamente ante el sismo. Para el refuerzo longitudinal, se asumió la misma cuantía colocada para el diseño de las columnas según FBD.

Tabla B.9

Resumen del diseño por flexocompresión de las columnas.

Nivel	Columna	Mu (Tonf.m)	Pu (Tonf)	Arreglo	As (cm <sup>2</sup> )	P (%)
7	Interior	39.89	33.00	6ø3/4"+4ø1"	37.44	1.04
6, 5 y 4	Interior	51.86	84.63	6ø3/4"+4ø1"	37.44	1.04
3, 2 y 1	Interior	51.86	135.25	6ø3/4"+4ø1"	37.44	1.04

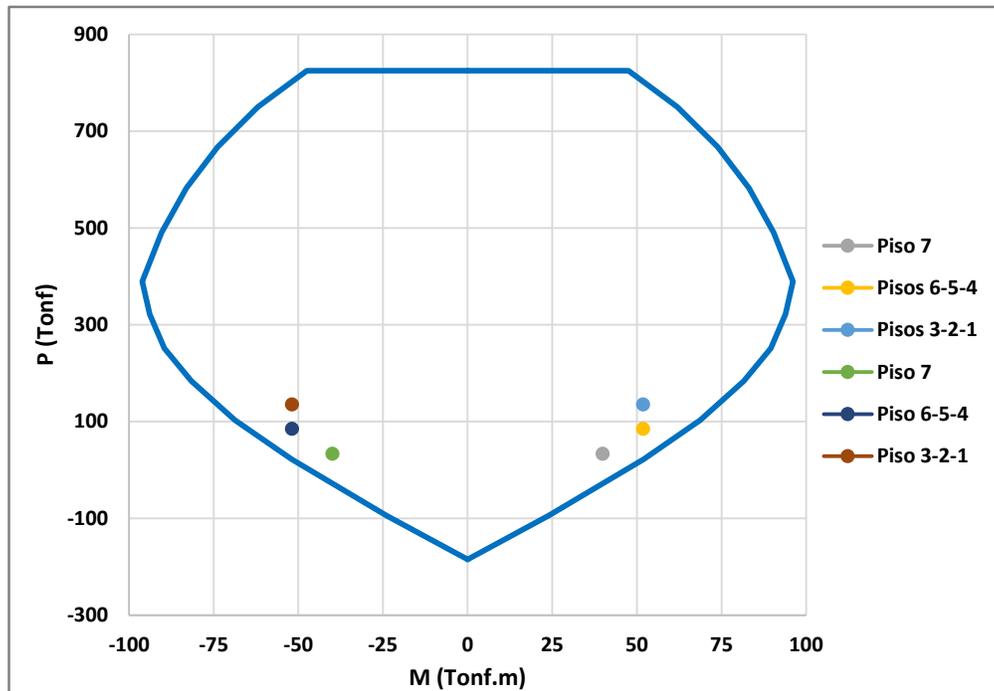


Figura B.9. Diagrama de interacción para las columnas.

En la figura B.9 Es evidente que el punto correspondiente a la fuerza del diseño son los más importantes. Se hallan dentro del diagrama de la interacción; asimismo, se ubican próximos a los límites establecidos por el refuerzo longitudinal asumido.

- **Diseño por el corte por capacidad:** Los diseños por las capacidades de las columnas toma en cálculo las fuerzas cortantes provenientes de los análisis DDBD y aquellas amplificadas por efectos de sobrerresistencia:

$$V_E \quad (B.26)$$

$$V_E^o \quad (B.27)$$

Tabla B.10

Fuerzas cortantes de diseño en las columnas.

Nivel	Ve (Tonf)	Ve° (Tonf)
7	7.93	23.37
6	7.93	23.37
5	7.93	23.37
4	7.93	23.37
3	7.93	23.37
2	7.93	23.37
1	7.93	23.37
0	7.93	73.27

En la tabla B.10 las fuerzas cortadoras del diseño en la columna deben dibujarse, tanto en los pisos superiores como en la base. Nótese que la fuerza ubicada en la base es mayor comparada con los otros niveles, ya que en esta zona se asume las formaciones de las rótulas plásticas y requiere un tratamiento especial. Las fuerzas de la tabla B.10 fueron obtenidas aplicando los métodos descritos en el capítulo 3 para el diseño de columnas. El  $M_n$  requerido para las ecuaciones de diseño se obtuvieron de los diagramas de interacciones presentados en las figuras B.9. Los principales datos requeridos para el diseño son:

Tabla B.11

Datos requeridos para el diseño por corte.

Nivel	Vn (Tonf/m2)	0.16fc (Tonf/m2)	Vb (Tonf/m2)	Pu (Tonf)	Vc (Tonf)
7	72.11	440.92	93.89	48.27	107.12
6	72.11	440.92	93.89	48.27	107.12
5	72.11	440.92	93.89	82.63	116.53
4	72.11	440.92	93.89	82.63	116.53
3	72.11	440.92	93.89	133.26	130.40
2	72.11	440.92	93.89	133.26	130.40
1	72.11	440.92	93.89	133.26	130.40
0	226.45	440.92	93.89	133.26	148.58

Las ecuaciones para obtener los valores de  $v_n$ ,  $v_b$  y  $v_c$  son las mismas que las aplicadas para conseguir el diseño por el corte de las vigas. En la tabla de B.11 puede observarse que en los pisos superiores el concreto resiste en su totalidad las demandas de fuerza cortante, por lo que el refuerzo transversal será el mínimo requerido. En la base de la columna, sí será necesario calcular el espaciamiento de los estribos.

Tabla B.12

Resumen del diseño por corte.

Nivel	Av/s (m <sup>2</sup> /m)	Av (m <sup>2</sup> )	S (m)	S conf(m)	S central (m)	Lo (m)
7	0.00000	0.00028	0.00	0.10	0.20	0.60
6	0.00000	0.00028	0.00	0.10	0.20	0.60
5	0.00000	0.00028	0.00	0.10	0.20	0.60
4	0.00000	0.00028	0.00	0.10	0.20	0.60
3	0.00000	0.00028	0.00	0.10	0.20	0.60
2	0.00000	0.00028	0.00	0.10	0.20	0.60
1	0.00000	0.00028	0.00	0.10	0.20	0.60
0	0.00149	0.00028	0.19	0.10	0.20	0.60

Tabla B.13

Arreglo final de la armadura transversal.

Nivel	Arreglo
7	1 @ 0.05 m, 6 @ 0.10 m, resto @ 0.20 m
6	1 @ 0.05 m, 6 @ 0.10 m, resto @ 0.20 m
5	1 @ 0.05 m, 6 @ 0.10 m, resto @ 0.20 m
4	1 @ 0.05 m, 6 @ 0.10 m, resto @ 0.20 m
3	1 @ 0.05 m, 6 @ 0.10 m, resto @ 0.20 m
2	1 @ 0.05 m, 6 @ 0.10 m, resto @ 0.20 m
1	1 @ 0.05 m, 6 @ 0.10 m, resto @ 0.20 m

**Diseño de muros de concreto armado:**

• **Diseño por flexocompresión:** El diseño por flexocompresión de los muros es parejo a los diseños realizados para las columnas. Las combinaciones de diseño se mantienen. El único cambio para diseñar los muros será el valor de los factores de la sobrerresistencia  $\phi^o$ . En el capítulo 3 se mencionó que los diseños de los muros es el factor de la sobrerresistencia será  $\phi^o = 1$ . El diagrama de interacción para los niveles será:

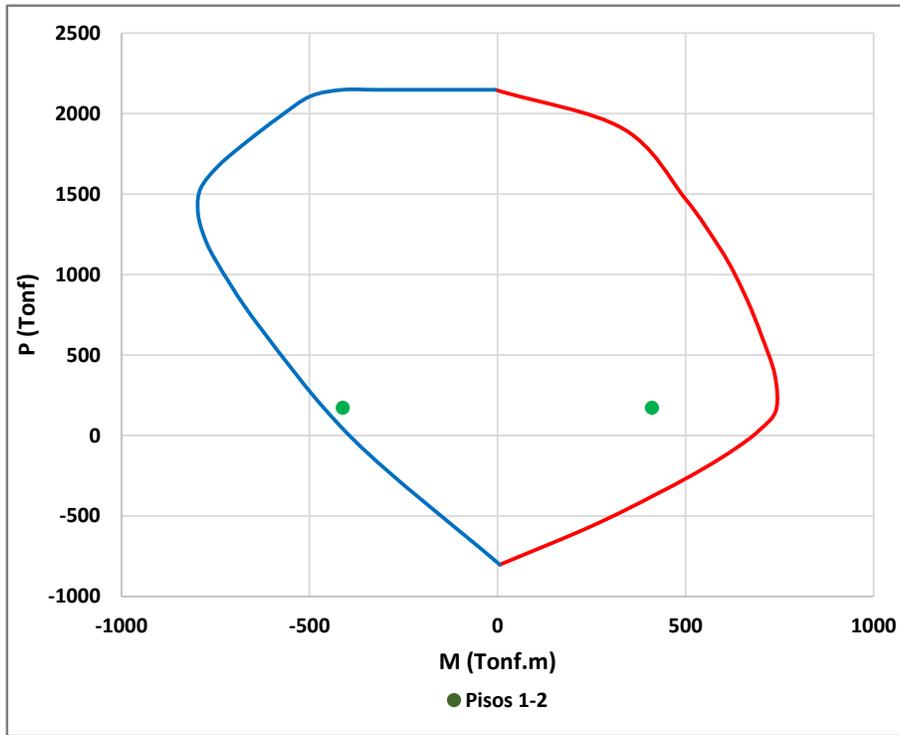


Figura B.10. Diagrama de interacción para los pisos 1 y 2.

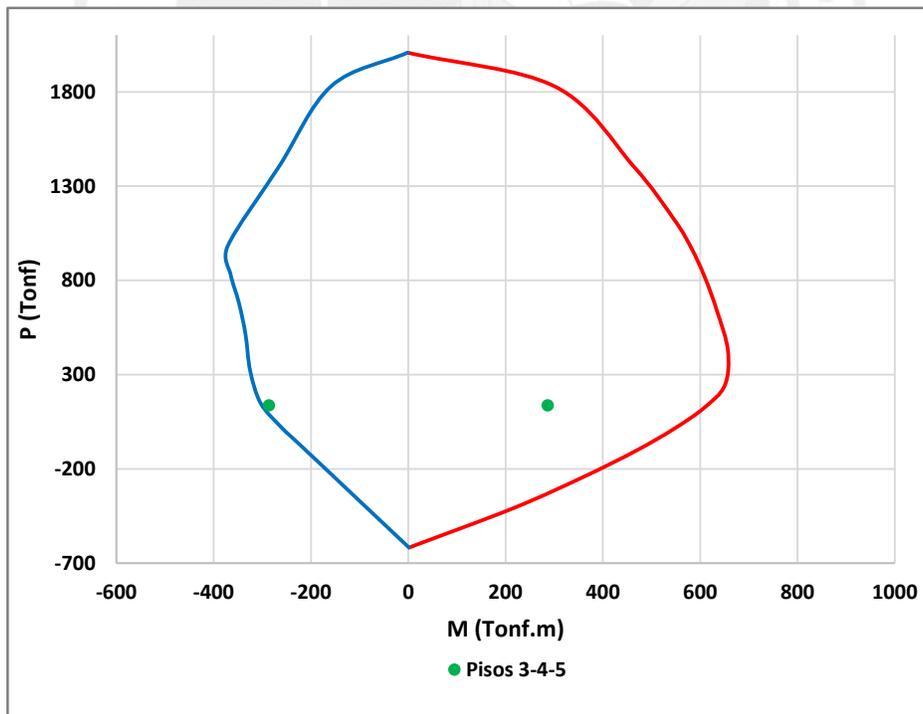


Figura B.11. Diagrama de interacción para los pisos 3, 4 y 5.

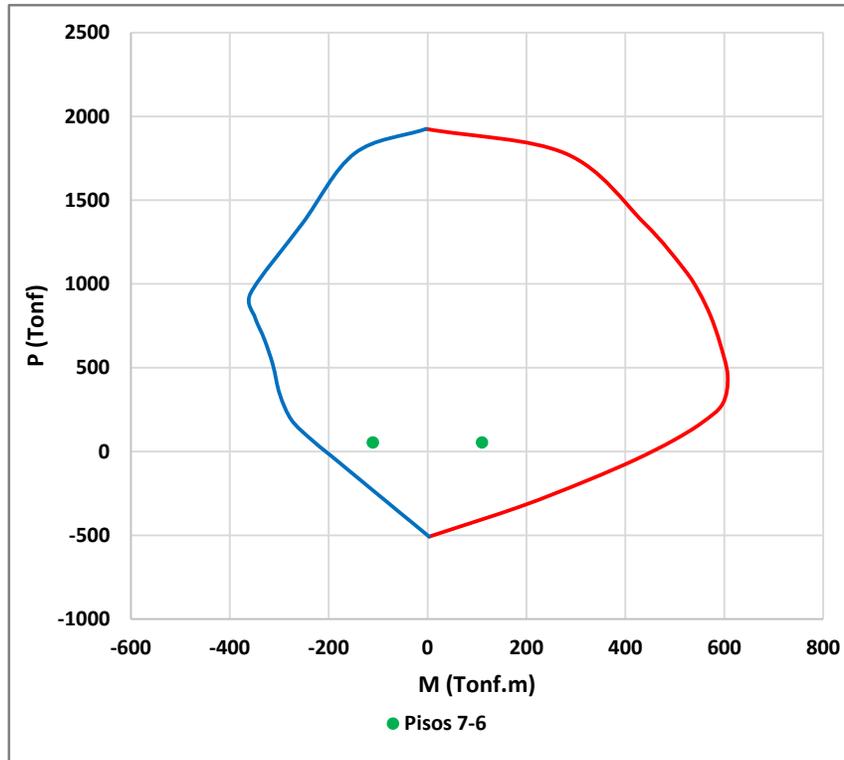


Figura B.12. Diagrama de interacción para los pisos 6 y 7.

Tabla B.14

Resumen del diseño por flexocompresión de los muros.

Nivel	Mu (Tonf.m)	Pu (Tonf)	Lc (m)	e (m)	As. Núcleos	$\rho$	As. Centro	$\rho$
6-7	110.44	53.08	0.50	0.30	10 $\phi$ 3/4"	0.0189	$\phi$ 3/8" @ 0.15 m	0.0038
3-4-5	286.54	137.05	0.50	0.30	6 $\phi$ 3/4" + 4 $\phi$ 1"	0.0250	$\phi$ 3/8" @ 0.15 m	0.0038
1-2	410.90	171.44	0.50	0.30	10 $\phi$ 1"	0.0340	$\phi$ 3/8" @ 0.15 m	0.0038

• **Diseño por corte por capacidad:** Los diseños por la capacidad de los muros es necesario determinar las envolventes de las fuerzas cortantes y de momentos según la metodología DDBD. Se aplica el procedimiento propuesto en capítulo 3:

- El procedimiento para determinar la envolvente de momentos en los muros:

$$\mu_{sis} = 1.71$$

$$r = 0.05$$

$$T_e = 2.17 \text{ seg}$$

$$T_i = T_e \sqrt{\frac{1 + r(\mu_{sis} - 1)}{\mu_{sis}}} = 2.17 \sqrt{\frac{1 + 0.05(1.71 - 1)}{1.71}} = 1.69 \text{ seg}$$

$$\phi^o = 1$$

$$C_{1,T} = 0.4 + 0.075T_i \left( \frac{\mu_{sis}}{\phi^o} - 1 \right) \geq 0.4$$

$$C_{1,T} = 0.4 + 0.075 * 1.69 \left( \frac{1.71}{1} - 1 \right) = 0.49 \geq 0.4$$

$$M_{0.5Hn}^o = C_{1,T} \phi^o M_{w,base} = 0.49 * 1 * 370.53 = 181.69 \text{ Tonf.m}$$

En el procedimiento anterior,  $M_{0.5Hn}^o$  hace referencia al momento de diseño en la mitad de su altura de la estructura. Los momentos en el resto de los niveles deben ser escalados en base a relaciones geométricas. En la base, el momento se mantiene igual al hallado en el análisis DDBD.

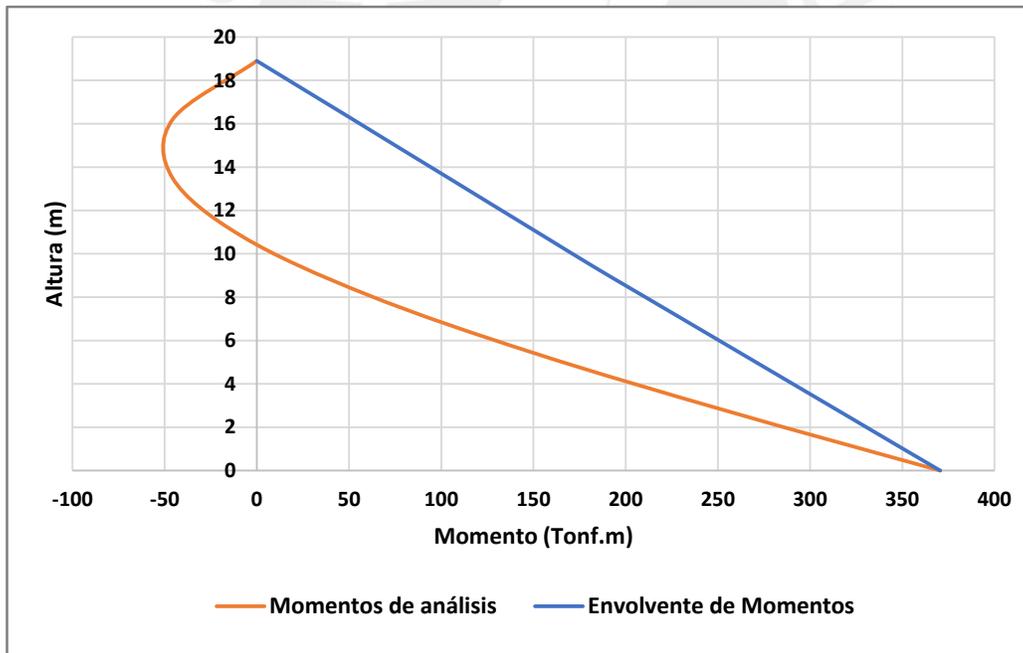


Figura B.13. Envolverte de momentos en los muros.

- Procedimiento para determinar la envolvente de diseño por corte en los muros:

$$T_i = 1.69 \text{ seg}$$

$$C_{2,T} = 0.4 + 0.2(T_i - 0.5) = 0.4 + 0.2 * (1.69 - 0.5) = 0.64 \leq 1.15$$

$$\mu_{sis} = 1.71$$

$$\phi^o = 1$$

$$\omega_V = 1 + \frac{C_{2,T}\mu_{sis}}{\phi^o} = 1 + \frac{0.64 * 1.71}{1} = 2.09$$

$$V_{w,base}^o = \omega_V \phi^o V_{w,base} = 2.09 * 1 * 42.07 = 88.03 \text{ Tonf}$$

$$V_n^o = 0.4V_{w,base}^o = 0.4 * 88.03 = 35.21 \text{ Tonf}$$

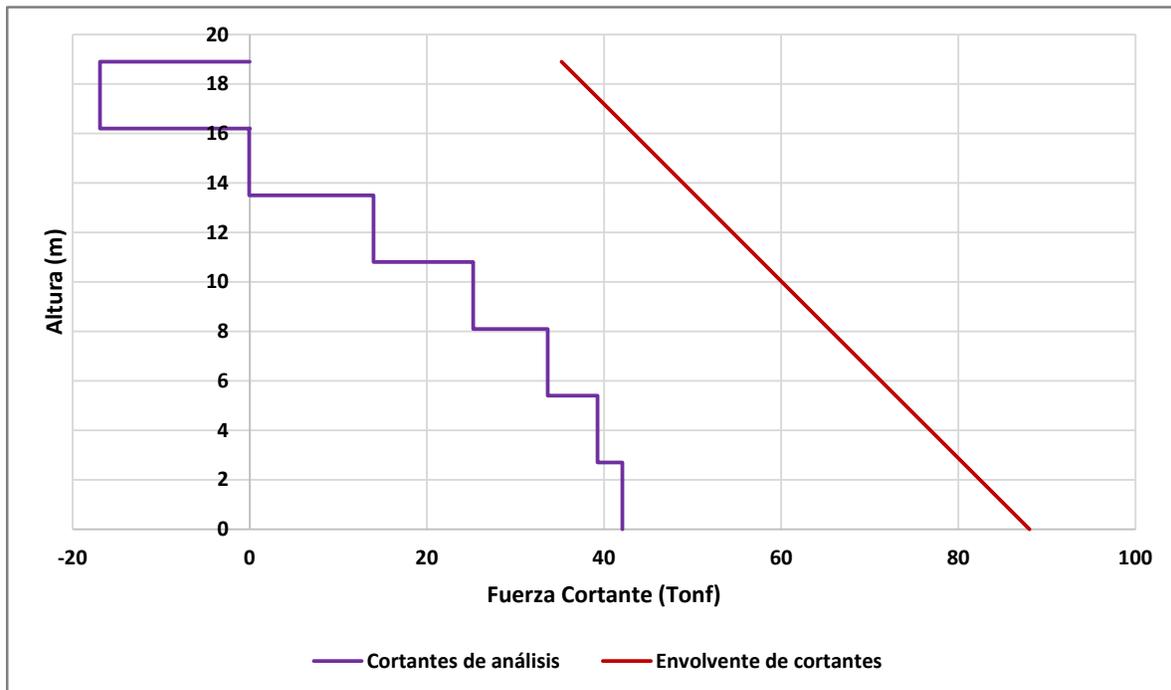


Figura B.14. Envolvente de fuerzas cortantes en el muro.

Tabla B.15

Fuerzas cortantes y momentos de diseño.

Nivel	M <sup>o</sup> (Tonf.m)	V <sup>o</sup> (Tonf)
7	0	35.21
6	51.91	42.76
5	103.82	50.30
4	155.74	57.85
3	208.67	65.39
2	262.62	72.94
1	316.58	80.48
0	370.53	88.03

A partir de las fuerzas y momentos presentados en la tabla B.15 se ejecuta el diseño por corte por capacidad siguiendo de lo establecido en la Norma E.060, con las únicas diferencias que las fuerzas cortantes por capacidad serán las mostradas en la tabla B.15.

- Definir la esbeltez del muro en el nivel de análisis, para el primer nivel será:

$$\frac{h_m}{l_m} = \frac{18.90}{1.50} = 12.6$$

- Determinar el factor  $\alpha c$  según el numeral 11.10.5 de la Norma E.060, para el caso de estudio se obtuvo:

$$\alpha c = 0.53$$

- Determine cómo el factor de la reducción, afecta a la resistencia del concreto.  $\phi = 0.85$ :

$$\phi V_c = 0.85 \alpha c \sqrt{f'_c(t)} 0.8 l_w = 0.85 * 0.53 * \sqrt{280} * 0.8 * 1.5 * 0.3 * 10 = 26.63 \text{ Tonf}$$

- Definir la resistencia nominal máxima al cortante de la sección:

$$\phi V_n = 0.85 (2.63) \sqrt{f'_c(t)} 0.8 l_w = 0.85 * 2.63 * \sqrt{280} * 0.8 * 1.5 * 0.3 = 134.67 \text{ Tonf}$$

- La fuerza cortante por capacidad obtenida de la envolvente para el primer nivel es:

$$V_u = 88.03 \text{ Tonf}$$

- El acero transversal deberá resistir, para la fuerza cortante última calculada, lo siguiente:

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = \frac{88.03 - 26.63}{0.85} = 72.24 \text{ Tonf}$$

- Para que el acero pueda soportar dicha cantidad de fuerza cortante, usando doble malla de acero de 3/8", el acero debe estar espaciado una distancia:

$$S = \frac{A_s f_y d}{V_s} = \frac{2 * 0.71 * 1.1 * 4200 * 0.8 * 150}{72.24 * 1000} = 10.90 \text{ cm} = 10 \text{ cm}$$

El procedimiento descrito a continuación muestra el diseño para el muro en el primer nivel, en el resto de niveles el cálculo es similar.

Tabla B.16

Resumen del diseño por corte del muro.

Piso	V° (Tonf)	Hm/Lm	$\alpha_c$	$\phi V_c$ (Tonf)	$\phi V_n$ máx (Tonf)	Vu (Tonf)	Vs (Ton)
7	42.76	1.80	0.65	33.28	134.67	42.76	18.98
6	50.30	3.60	0.53	26.63	134.67	50.30	27.85
5	57.85	5.40	0.53	26.63	134.67	57.85	36.73
4	65.39	7.20	0.53	26.63	134.67	65.39	45.60
3	72.94	9.00	0.53	26.63	134.67	72.94	54.49
2	80.48	10.80	0.53	26.63	134.67	80.48	63.36
1	88.03	12.60	0.53	26.63	134.67	88.03	72.24

Tabla B.17

Resumen del diseño por corte del muro.

Piso	$\rho_{\min} h$	$\rho_{\min} v$	Acero horizontal				Acero vertical			
			Barras	$\phi$	S final (m)	$\rho_{sh}$	$\rho_{sv}$	Barras	$\phi$	S final (m)
7	0.0025	0.0025	2	3/8"	0.15	0.0032	0.0025	2	3/8"	0.15
6	0.0025	0.0025	2	3/8"	0.15	0.0032	0.0025	2	3/8"	0.15
5	0.0025	0.0025	2	3/8"	0.15	0.0032	0.0025	2	3/8"	0.15
4	0.0025	0.0025	2	3/8"	0.125	0.0038	0.0025	2	3/8"	0.15
3	0.0025	0.0025	2	3/8"	0.125	0.0038	0.0025	2	3/8"	0.15
2	0.0025	0.0025	2	3/8"	0.10	0.0047	0.0025	2	3/8"	0.15
1	0.0025	0.0025	2	3/8"	0.10	0.0047	0.0025	2	3/8"	0.15

## Anexo C. DDBD en la dirección Y

El análisis sísmico de la dirección Y es similar al desarrollado para la dirección X. Sin embargo, para esta dirección se establece una deriva máxima de 1.80% debido a que en esta dirección se presenta mayor rigidez y será difícil que se lleguen a desplazamientos muy elevados. Se resumirá el procedimiento, resaltando las diferencias con la aplicación de la dirección X.

### Elección de la fuerza cortante en los sistemas de pórticos y muros

En el FBD los muros tomaban el 68% de la fuerza cortante de las bases. El sistema de muros toma una fuerza cortante mayor en Y debido a que los muros en esta dirección son más predominantes. Para establecer una correlación, se define que los muros para el DDBD tomen la misma cantidad. El sistema de pórticos, por consiguiente, tomará el 32% de la cortante basal ( $V_F = 0.32V_{base}$ ).

### Distribución de las fuerzas sísmicas y altura de inflexión

Inicialmente, se distribuyen las fuerzas considerando una cortante basal unitaria. En base a la distribución de las fuerzas y momentos en altura, la altura de inflexión se puede obtener de forma similar al caso en X, obteniéndose un  $H_{CF}$  de 13.41 m.

Tabla C.1

Distribución de fuerzas y momentos en altura en Y.

Nivel	H (m)	m (Tons <sup>2</sup> /m)	mH (Tons <sup>2</sup> )	Fi	Vti	Motm	Vf	Vw	Mw
7	18.9	47.81	903.59	0.20	0.20	0	0.32	-0.12	0
6	16.2	63.33	1025.98	0.23	0.43	0.54	0.32	0.11	-0.32
5	13.5	63.33	854.98	0.19	0.62	1.70	0.32	0.30	-0.03
4	10.8	63.33	683.99	0.15	0.77	3.37	0.32	0.45	0.78
3	8.1	63.33	512.99	0.11	0.89	5.46	0.32	0.57	2.00
2	5.4	63.33	341.99	0.08	0.96	7.85	0.32	0.64	3.53
1	2.7	63.33	171.00	0.04	1.00	10.45	0.32	0.68	5.26
0	0		4494.53		1.00	13.15	0.32	0.68	7.10

### Perfil de desplazamientos

A diferencia de la dirección X donde todos los muros tenían la misma dimensión, en la dirección Y existen muros de 3 m y 1.2 m. Esto último hace necesario de que se determine una longitud característica para los muros. En principio, se reparte la fuerza cortante asignada al sistema de muros a cada uno de estos proporcional al cuadrado de sus longitudes, así se tendrá:

$$\frac{V_1}{V_2} = \frac{l_{w1}^2 K}{l_{w2}^2 K} = \frac{9K}{1.44K}$$

$$V_1 + V_2 = 10.44K$$

Luego, la fuerza cortante en el sistema de muros total será:

$$V_w = V_T - V_f = 1 - 0.32 = 0.68$$

La constante K será:

$$K = \frac{0.68}{10.44} = 0.07$$

En la dirección Y hay cuatro muros de 3 m y cuatro muros de 1.2 m, entonces a cada muro le corresponde:

$$V_1 = \frac{9 * 0.07}{4} = 0.147, \quad V_2 = \frac{1.44 * 0.07}{4} = 0.023$$

Finalmente se establece la longitud característica de los muros:

$$l_{we,y} = \frac{\sum V_i l_{wi}}{\sum V_i} = \frac{0.147 * 3 * 4 + 0.023 * 1.2 * 4}{0.68} = 2.75 \text{ m}$$

Con la longitud característica de los muros definida, se pueden aplicar las mismas fórmulas y el mismo procedimiento que en la dirección X para obtener el desplazamiento de la fluencia y del diseño.

Tabla C.2

Perfil de desplazamientos en Y.

Nivel	H (m)	m (Tons <sup>2</sup> /m)	θpHi	Δy	Δdi	mΔdi <sup>2</sup>	mΔdi	mΔdiH
7	18.9	47.81	0.18	0.084	0.26	3.25	12.47	235.59
6	16.2	63.33	0.15	0.081	0.23	3.43	14.73	238.66
5	13.5	63.33	0.13	0.075	0.20	2.57	12.76	172.25
4	10.8	63.33	0.10	0.053	0.15	1.51	9.77	105.56
3	8.1	63.33	0.08	0.033	0.11	0.75	6.87	55.65
2	5.4	63.33	0.05	0.016	0.07	0.28	4.20	22.65
1	2.7	63.33	0.03	0.004	0.03	0.06	1.87	5.04
0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Σ	427.80				11.83	62.66	835.40

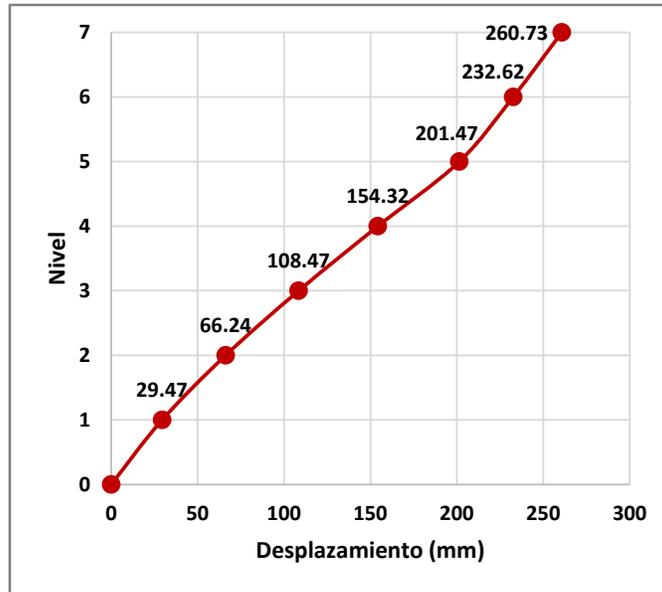


Figura C.1. Perfil de desplazamientos en Y.

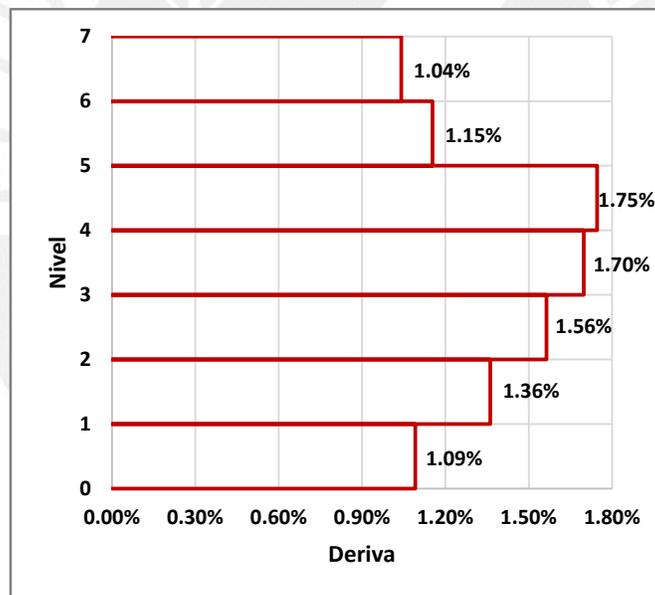


Figura C.2. Derivas de entrepiso en Y.

**Altura efectiva, desplazamiento de diseño, masa efectiva y amortiguamiento viscoso del sistema equivalente:**

El cálculo de los parámetros restantes es similar al aplicado en la dirección X. Los valores obtenidos se especifican a continuación en la siguiente tabla:

Tabla C.3

Resultados del diseño en la dirección Y.

Parámetro	Valor
Altura efectiva $H_e$	13.33 m
Desplazamiento de diseño $\Delta_d$	0.189 m
Masa efectiva $m_e$	331.80 Tonf-s <sup>2</sup> /m
Amortiguación del sistema de pórticos $\xi_f$	17.50 %
Amortiguación del sistema de muros $\xi_w$	13.60 %
Amortiguación del sistema $\xi_{eq}$	15.40 %
Periodo efectivo	2.12 seg.
Rigidez efectiva	2916.89 Tonf/m

El factor de reducción espectral será:

$$R_\xi = \left( \frac{0.07}{0.02 + 0.154} \right)^{0.25} = 0.80$$

### **Fuerza cortante basal**

La elección de la deriva del diseño influye en el resultado de la fuerza cortante basal. A diferencia de la dirección en X, no se consideró una deriva entre 2 y 2.5%, debido a que, para este rango de derivas, se obtenían desplazamientos de diseño mayores al desplazamiento de esquina. Lo anterior ocurre generalmente en zonas con aceleraciones altas y bajos desplazamientos, tales como Chile y Perú. Asimismo, en ambos países, los periodos de esquina de las normas son menores comparados con otras regiones como Colombia y Ecuador.

El hecho de que los desplazamientos de diseño sean mayores al desplazamiento de esquina implica que se deba realizar un escalamiento al periodo efectivo. Mediante este ajuste se llegan a obtener valores altos de periodos. Mientras el periodo aumenta, la rigidez efectiva disminuye, lo que ocasiona que la fuerza cortante basal pueda ser menor. Es por ello que se optó diseñar con una deriva de 1.80%. Finalmente, la cortante basal se obtiene como:

$$V_{b,y} = K_e \Delta_d = 2916.89 * 0.189 = 550.87 \text{ Tonf}$$

No se requieren ajustes en la cortante basal por motivos de déficit de resistencia de los sistemas ya que, tanto en su sistema de los muros como en el de pórticos, los desplazamientos de la fluencia son menores al desplazamiento del diseño.

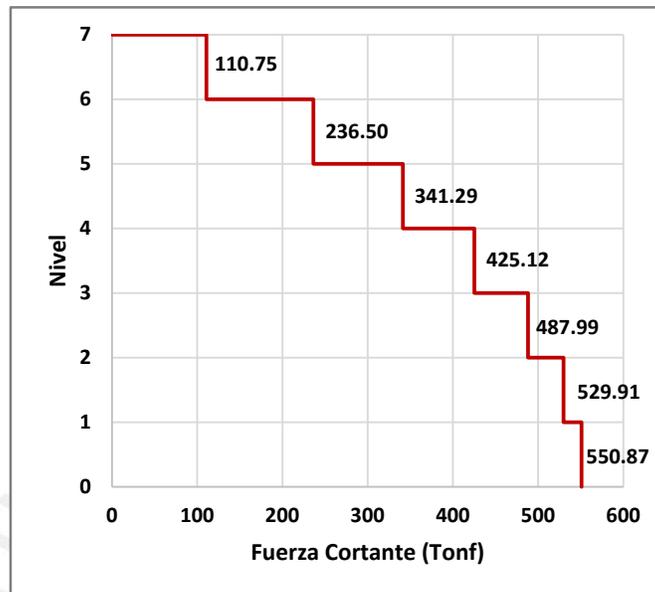


Figura C.3. Distribución de la fuerza cortante en Y por nivel.

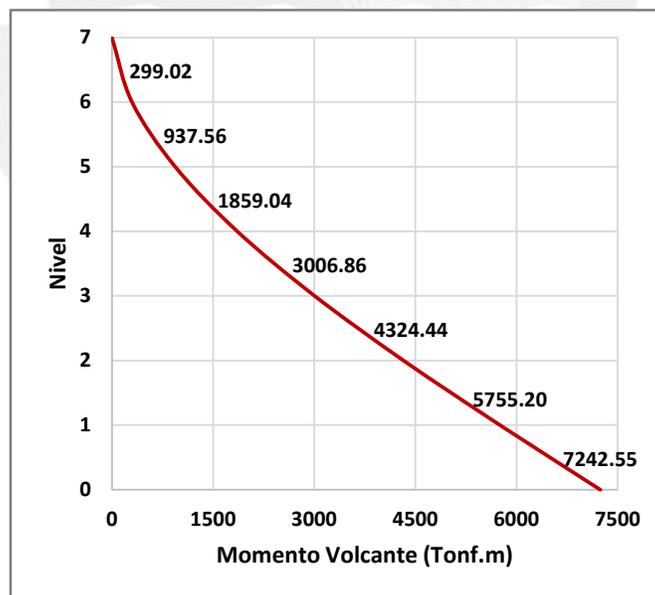


Figura C.4. Distribución de los momentos de volteo en Y por nivel.

## Anexo D. Modelado de rótulas plásticas

### Diagrama momento-curvatura en vigas:

Para ilustrar la formación del diagrama del momento - curvatura en vigas se presentará un ejemplo. La viga en cuestión será una diseñada en el capítulo 5 de sección 30x60 cm. El resumen del diseño se muestra a continuación:

Tabla D.1

Resumen de diseño de viga.

Datos	Valor
b (cm)	30
h (cm)	60
d (cm)	52
f <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	280
f <sub>y</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
E <sub>s</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	2x10 <sup>6</sup>
β	0.85
A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	7.68
A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	5.68

- **Punto de fluencia (M<sub>y</sub>,θ<sub>y</sub>):**

El punto de fluencia determina el fin de la recta de comportamiento lineal de la sección. El software ETABS asume que esta recta se comportará rígidamente, por lo que el giro en dicho punto será 0 (θ<sub>y</sub>=0 rad). El momento de fluencia (M<sub>y</sub>) se puede obtener de manera directa a través de las herramientas del software. Para la sección se obtuvo un M<sub>y</sub>=13.52 Tonf.m.

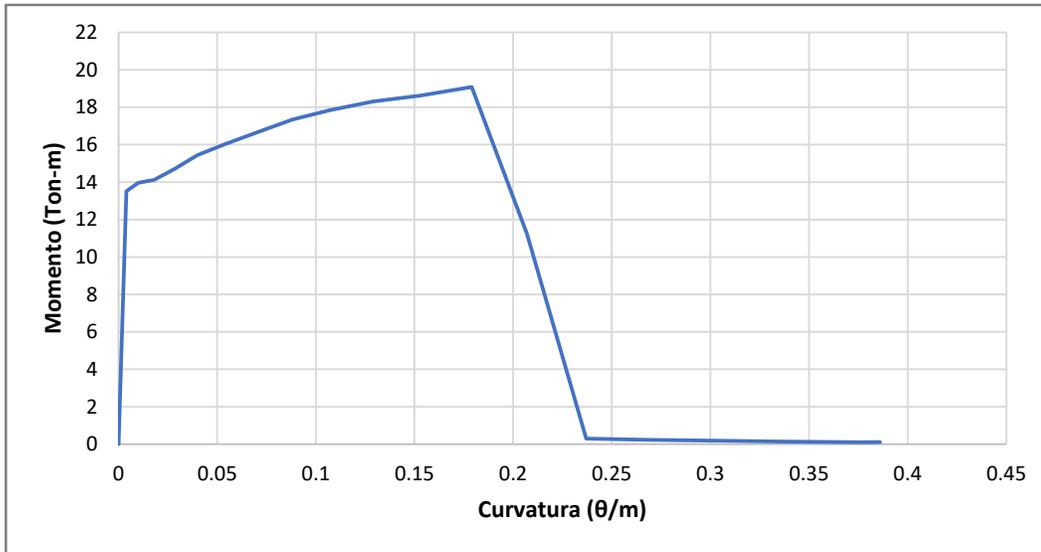


Figura D.1. Diagrama del momento curvatura de la viga de 30x60 cm.

Elaboración propia.

• **Punto de cedencia ( $M_u, \theta_u$ ):**

Para obtener este punto, es necesario hacer uso de la tabla 10-7 del ASCE 41-13 ingresando los datos mostrados en la siguiente tabla 6.1. Las siguientes expresiones son utilizadas por ASCE 41-13 para determinar la cuantía ( $\rho$ ) y la cuantía balanceada ( $\rho_b$ ):

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad (D.1)$$

$$\rho_b = \frac{0.85(f'_c)\beta_1}{f_y} \left[ \frac{0.003E_s}{0.003E_s + f_y} \right] \quad (D.2)$$

Aplicando las ecuaciones D.1 y D.2 se obtiene:

Tabla D.2

Cuantías en compresión, tracción y balanceada para la viga.

Dato	Valor
$\rho$	0.0036
$\rho'$	0.0049
$\rho_b$	0.0290
$(\rho - \rho')/\rho_b$	-0.0442

En cuanto al refuerzo transversal, la tabla 10-7 del ASCE 41-13 establece las condiciones “C” y “NC”, que hacen referencia a que, si la disposición de estribos de la sección se encuentra conforme o no conforme, respectivamente. En el diseño se estableció una zona de posible formación de rótulas plásticas, donde la disposición de estribos siguió criterios más exigentes. Para la viga de ejemplo, se tomará la condición “C” (conforme), ya que el diseño del refuerzo se realizó por capacidad.

Asimismo, la tabla 10-7 del ASCE 41-13 establece una condición para la fuerza cortante última. En el diseño, la combinación más crítica determinó una cortante  $V=10.88$  Tonf. Según la expresión de la tabla 10-7 se obtendrá:

$$\frac{V}{bd\sqrt{f'c}} = \frac{10.88}{30(52)\sqrt{280}} = 0.4167 \text{ kg/cm}^2$$

Entrando a la tabla con el valor calculado, se obtiene la rotación de cedencia  $\theta_u=0.025$  rad (parámetro “a”) y, mediante el parámetro “b” que es igual a 0.05, el momento de cedencia  $M_u=14.87$  Tonf.m.

- **Punto de resistencia residual ( $M_{res}$ ,  $\theta_{res}$ ):**

El parámetro “b” obtenido en el punto anterior hace referencia al giro residual, por lo que se obtiene  $\theta_{res}=0.05$  rad. El parámetro “c” se obtiene de la tabla 10-7 del ASCE 41-13, resultando en un valor de  $c=0.2$ . Este parámetro también puede ser obtenido mediante la correlación entre el momento residual y el momento de la fluencia ( $M_{res}/M_y=c$ ). Utilizando esta expresión y el valor de “c” de la tabla 10-7 se obtendrá un  $M_{res}=2.70$  Tonf.m.

Finalmente, los resultados pueden ser graficados, realizando un escalamiento previo de los momentos:

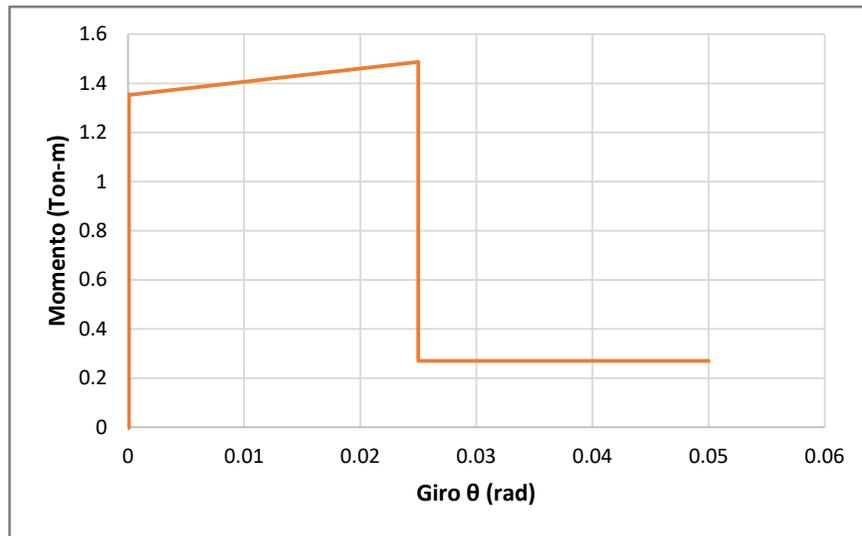


Figura D.2. Diagrama momento-rotación para la viga.

Elaboración Propia.

### **Diagrama momento-curvatura para columnas:**

En el tema de las columnas, la sección consta de lados 60x60 cm formando un cuadrado. El refuerzo fue obtenido de los resultados presentados en el capítulo 5.

Tabla D.3

Resumen de datos para la columna.

<b>Dato</b>	<b>Valor</b>
b (cm)	60
h (cm)	60
d (cm)	54
ø (pulg.)	1
Ag (cm <sup>2</sup> )	3600
f <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	280

#### **• Punto de fluencia ( $M_y, \theta_y$ ):**

En el tema de las columnas, el punto de la fluencia se logra a partir de la carga axial determinada en el análisis estructural. Será necesario el uso de la siguiente expresión:

$$M_y = M_2 \cdot \text{sen}\theta + M_3 \cdot \text{cos}\theta \quad (D.3)$$

En la ecuación D.3, M2 y M3 hacen referencia a los momentos los flectores en las direcciones X e Y respectivamente, de acuerdo a la dirección de los ejes locales de la columna. Asimismo,  $\theta$  hace referencia al ángulo de giro de diagrama de interacción.

Para la columna se obtuvo una fuerza axial en compresión  $P = 126.08$  Tonf. Se obtuvo del diagrama de interacción, para la carga axial en mención, un  $M_y = 59.72$  Tonf.m. Similar al caso de las vigas. El ángulo  $\theta_y$  será igual a 0, ya que la zona inicial considera un comportamiento rígido.

- **Punto de cedencia ( $M_u, \theta_u$ ):**

Este punto se obtiene haciendo uso de las tablas 10-8 del ASCE 41-13. y los parámetros “a”, “b” y “c” dependerán de las siguientes relaciones:

$$\frac{P}{A_g \cdot f'_c} = \frac{126.08}{3600(280)} = 0.1251$$

$$\frac{V}{bd\sqrt{f'_c}} = \frac{66.33}{60(54)\sqrt{280}} = 1.22 \text{ kgf/cm}^2$$

En el caso de columnas. a diferencia de FEMA 356, el ASCE 41-13 considera la condición del refuerzo transversal mediante la expresión  $\rho = A_v/(b_w s)$ , reemplazando a las siglas “NC” y “C” explicadas para el caso de vigas. En los diseños por capacidad según las Normas E.060 y por DDBD, se asegura un correcto confinamiento en la franja de posible origen de rótulas plásticas, por lo que se considerará que el refuerzo transversal se encuentra conforme.

Retomando a la tabla 10-8, y con los valores necesarios, se obtiene el valor de la rotación de cedencia  $\theta_u = 0.032$  rad., correspondiente a un momento  $M_u = 65.69$  Tonf.m.

- **Punto de resistencia residual ( $M_{res}, \theta_{res}$ ):**

El giro asociado a esta condición se puede obtener ingresando a la tabla 10-8 del ASCE 41-13 y corresponde al valor del parámetro “b”, resultando  $\theta_{res} = 0.060$  rad. Similar al caso de vigas, se utiliza la expresión  $M_{res}/M_y = c$ , siendo  $c = 0.2$ . Con ello, se obtiene un valor de  $M_{res} = 11.94$  Tonf.m.

Los resultados pueden ser graficados, previamente escalando los valores de momento, resultando en el siguiente diagrama:

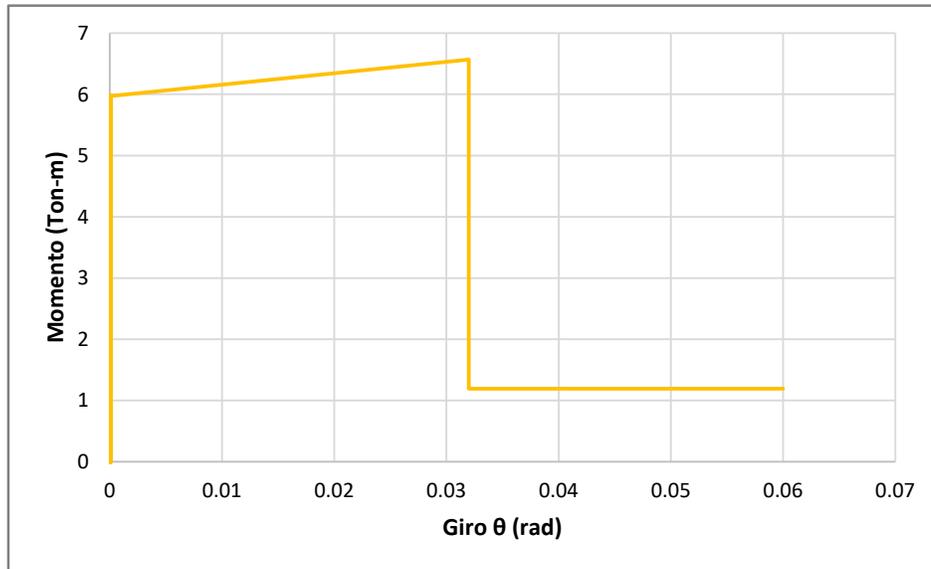


Figura D.3. Diagrama momento de curvatura para columnas.

Elaboración propia.

**Diagrama momento-curvatura para muros:**

Para los muros del caso de estudio se tendrá:

Tabla D.4

Relación de aspecto de los muros.

Rótulo	Longitud (cm)	Altura (cm)	Relación	Tipo
PL-1	150	270	1.8	Muro corto
PL-2	120	270	2.25	Muro corto
PL-3	300	270	0.9	Muro corto

Los muros del caso de estudio son considerados como muros cortos, en los cuales el comportamiento por corte es el predominante. Según ASCE 41-13, bastaría con considerar esta condición para los procedimientos no lineales; sin embargo, en realidad los muros trabajarán tanto a fuerza cortante como a flexión, por lo que se consideraran ambas condiciones.

• **Muros controlados por flexión:**

La asignación de los distintos parámetros en los muros se realizará tomando como ejemplo el muro del caso de estudio de 3 m de longitud y 30 cm de espesor. Para la obtención

de los parámetros de modelado en los muros controlados por flexión se resuelven las siguientes ecuaciones de la tabla 10-8 del ASCE 41-13:

$$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w l_w f'_c} \quad (D.4)$$

$$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}} \quad (D.5)$$

En la ecuación D.4,  $A_s$  y  $A'_s$  hacen referencia a la cuantía de acero a flexión y a cortante proporcionalmente. Para el ejemplo, se tiene valores de  $A_s = 22.72 \text{ cm}^2$  y  $A'_s = 5.68 \text{ cm}^2$ . La letra  $P$  es la fuerza axial crítica proveniente del análisis estructural, la cual resulta  $P = 209.02 \text{ Tonf}$ . Resolviendo la expresión D.4 se obtiene un valor de 0.10. En la ecuación D.5,  $V$  es la fuerza cortante crítica del análisis, la cual es  $V = 42.14 \text{ Tonf}$ . Resolviendo la expresión D.5 se obtiene un valor de 0.28. Luego se debe definir la condición de confinamiento de los muros. El procedimiento realizado en el capítulo 5 estableció que los muros sí necesitaban núcleos de borde, por lo que la condición que se adopta de la tabla 10-19 es “YES”. Finalmente, entrando a la tabla 10-19 con los datos calculados, se obtienen los parámetros  $a = 0.010$ ,  $b = 0.020$  y  $c = 0.75$ . A continuación, se puede apreciar el diagrama momento-rotación para muros controlados por flexión:

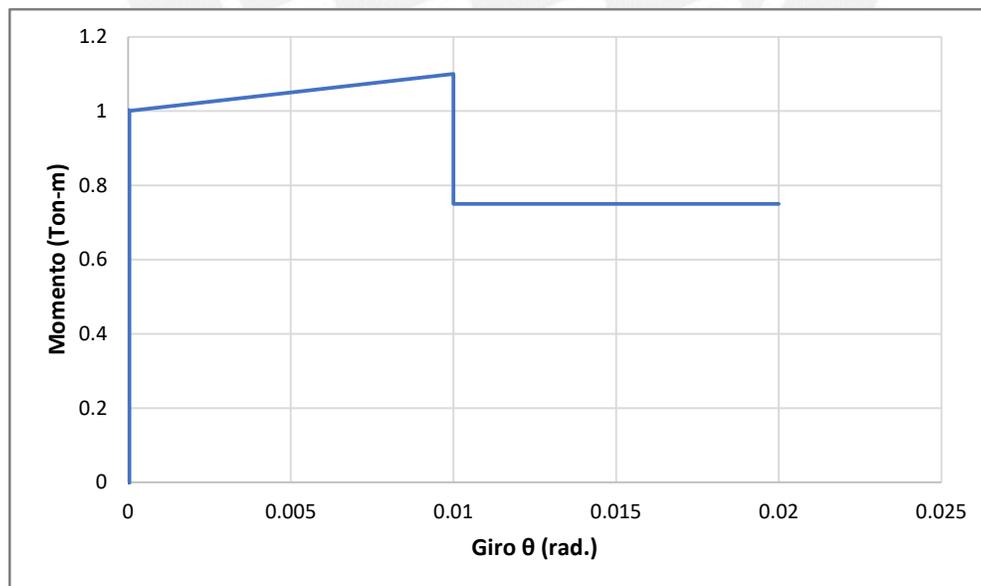


Figura D.4. Diagrama momento-curvatura para muros controlados por flexión.

Elaboración propia.

- **Muros controlados por corte:**

En el caso de los muros controlados por corte, el diagrama que se necesita conocer para el modelado en el estudio no lineal es el correspondiente a la relación fuerza-desplazamiento relativo. El esquema típico de acuerdo al ASCE 41-13 es:

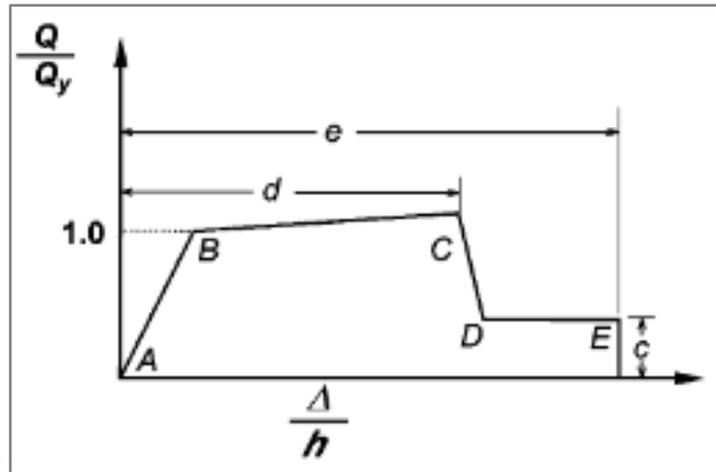


Figura D.5. Diagrama fuerza-desplazamiento relativo típico.

Tomado de "ASCE 41-13", 2013.

Los parámetros para muros controlados por corte están dados en la tabla 10-20 del ASCE 41-13. El muro de ejemplo corresponde a la condición 1 y únicamente se debe conocer el valor obtenido de la ecuación D.4 que es 0.01. Con este dato se leen los valores de la segunda fila y se definen los parámetros necesarios para modelar la relación fuerza-deformación.

Para el muro de ejemplo, se obtuvo el siguiente diagrama:

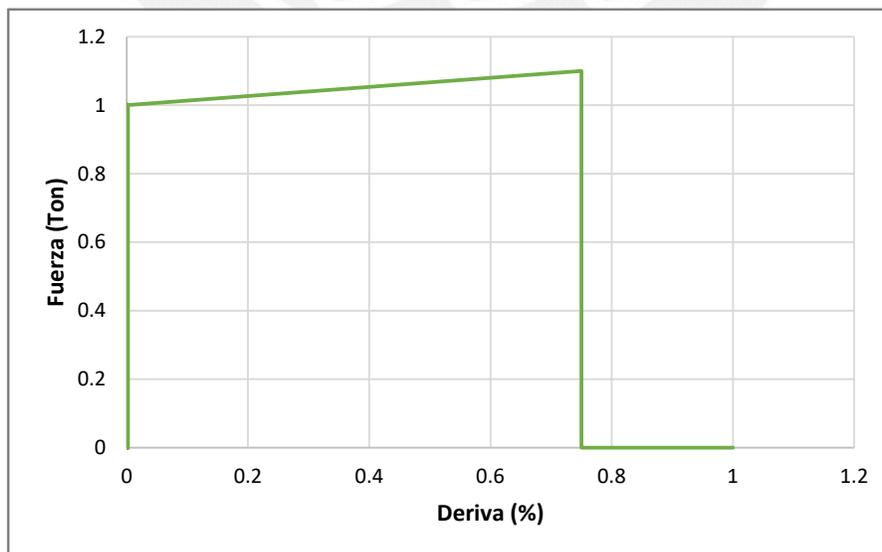


Figura D.6. Diagrama fuerza-desplazamiento relativo para muros controlados por corte.

Elaboración propia.

## Anexo E. Obtención del punto de desempeño

### Representación bilineal de la curva de capacidad

Es necesaria una idealización de las curvas de capacidad para apreciar el punto de desempeño. Por ello, la curva de la capacidad es caracterizada de forma bilineal. El ATC-40 (1996) propone el siguiente procedimiento iterativo, donde  $i$  representa el número de iteración:

- Trazar una línea recta desde el inicio de la curva de capacidad (punto  $O$ ). Su pendiente corresponde al rango elástico y es igual a la rigidez inicial  $K_i$ .
- Se elige un punto de desempeño para iniciar (punto  $B$ ) dado por las coordenadas  $d_{pi}, a_{pi}$ .
- Con una recta que va desde el punto  $B$  se intercepta la recta trazada en el primer paso. El punto de intersección se denota como el punto  $A$  y tiene coordenadas  $d_y, a_y$ . Este punto en el formato bilineal hace referencia al punto de cedencia. En la recta trazada en este paso, se formarán dos áreas,  $A_1$  y  $A_2$ , una por encima de la curva de capacidad original y otra por debajo. Se debe cumplir que ambas áreas sean iguales para que la idealización y la curva original tengan la misma energía.
- Finalmente, la idealización bilineal de la curva de capacidad queda definida al unir los puntos  $OAB$ .

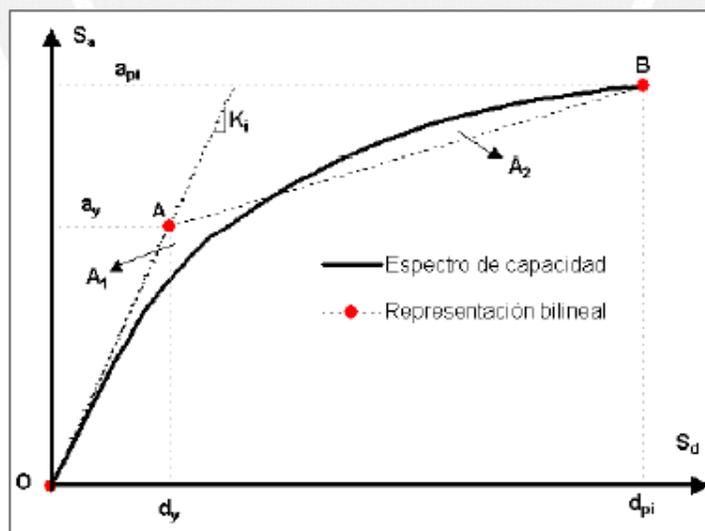


Figura E.1. Idealización bilineal de la curva de la capacidad.

Tomado de "Vulnerabilidad y riesgos sísmicos de las edificaciones. Aplicación a entornos urbanos en las zonas de amenaza alta y moderada", por Bonnet, 2006.

## Obtención del punto de desempeño

Para obtener los puntos de los desempeños se seguirá el Método de Espectro de la Capacidad (MEC) propuesto en el ATC-40 (1996), pero con algunas modificaciones hechas por FEMA 440 (2005):

- Mediante los análisis estáticos no lineales “Pushover”, obtener las curvas de las capacidades de la estructura.
- Convertir la curva de capacidad a un formato de ADRS ( $S_a$  vs  $S_d$ ) mediante ciertos factores dinámicos como los factores de particiación  $PF_R$  y el coeficiente de la masa modal efectiva  $\alpha_R$  :

$$PF_R = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{iR}}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{iR}^2} \quad (E.1)$$

$$\alpha_R = \frac{(\sum_{i=1}^n m_i \phi_{iR})^2}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{iR}^2 \cdot \sum_{i=1}^n m_i} \quad (E.2)$$

$$S_a = \frac{V_{basal}}{\alpha_R \sum_{i=1}^n m_i} \quad (E.3)$$

$$S_d = \frac{d}{PF_R} \quad (E.4)$$

- Representar la curva de capacidad en su idealización bilineal. En este paso le define el punto supuesto de desempeño  $d_{pi}, a_{pi}$ .
- En este paso se calculan los parámetros incluidos en la modificación propuesta por FEMA 440. Los parámetros corresponden al amortiguamiento de efectivo  $\beta_{eff}$  y al periodo del efectivo  $T_{eff}$ . Estos valores estarán en la función del periodo inicial  $T_o$ , el amortiguamiento inicial  $\beta_o$ , de la ductilidad  $\mu$  y de la rigidez post-elástica  $\alpha$  de la curva de capacidad. Las siguientes expresiones son necesarias para determinar estos parámetros:

Para  $1 < \mu < 4$ : 
$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_o \quad (E.5)$$

Para  $4 < \mu < 6.5$ : 
$$\beta_{eff} = 14 + 0.32(\mu - 1) + \beta_o \quad (E.6)$$

Para  $1 < \mu < 4$ : 
$$T_{eff} = [0.2(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_o \quad (E.7)$$

Para  $4 < \mu < 6.5$ : 
$$T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_o \quad (E.8)$$

- Es necesario reducir la aceleración espectral inicial  $(S_a)_o$  a una aceleración espectral efectiva  $(S_a)_\beta$  correspondiente al amortiguamiento efectivo  $\beta_{eff}$ . El resultado es la curva de demanda reducida ADRS  $(\beta_{eff})$ . Para ello, se debe calcular el factor de reducción  $B(\beta_{eff})$ :

$$B(\beta_{eff}) = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})} \quad (E.9)$$

$$B(\beta_{eff}) = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})} \quad (E.10)$$

- La curva de demanda reducida ADRS  $(\beta_{eff})$  debe ser modificada por un factor  $M$ , el cual se expresa en función del periodo inicial  $T_o$  y el periodo efectivo  $T_{eff}$ . La función del factor  $M$  es de convertir la rapidez espectral  $a_{eff}$  en aceleración máxima  $a_{max}$ . La curva resultante se denomina curva de demanda modificada MADRS  $(\beta_{eff}M)$ :

$$a_{max} = a_{eff}M \quad (E.11)$$

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_o}\right)^2 \left(\frac{T_o}{T_{sec}}\right)^2 \quad (E.12)$$

$$\left(\frac{T_o}{T_{sec}}\right)^2 = \frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu} \quad (E.13)$$

$$\alpha = \frac{\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}}{\frac{a_y}{d_y}} \quad \mu = \frac{d_{pi}}{d_y} \quad (E.14)$$

- La intersección de la curva de capacidad de desempeño se logra gráficamente mediante la intersección de la curva de la capacidad idealizada bilineal y la curva de demanda rectificada MADRS ( $\beta_{eff}M$ ).
- Finalmente, es necesario convertir el punto de desempeño al formato  $d, V_{basal}$ , ya que se encuentra en formato  $S_a, S_d$ . Para ello, se deben utilizar las expresiones E.3 y E.4.

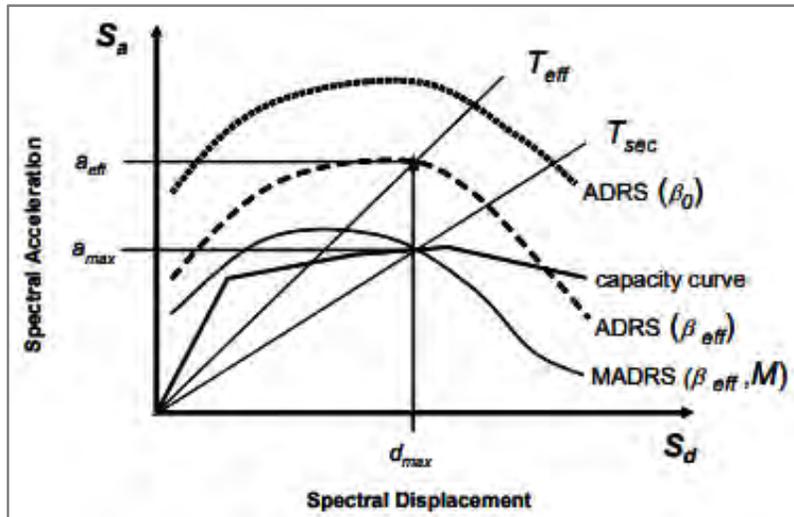


Figura E.2. Estimación del punto de desempeño.

Tomado de "FEMA 440", 2005.