

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
ESCUELA DE POSTGRADO
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS



**EVALUACIÓN SÍSMICA DE UN EDIFICIO DUAL DE CONCRETO ARMADO
UBICADO EN LA CIUDAD DE TACNA, MEDIANTE UN ENFOQUE BASADO
EN DESPLAZAMIENTOS**

TESIS

Presentado por:

Br. Luis Holger Sucapuca Rojas

Asesor:

Mtra. Dina Marlene Cotrado Flores

Para Obtener el Grado Académico de:

MAESTRO EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS

TACNA – PERÚ

2021

DEDICATORIA

Este trabajo de investigación se lo dedico primordialmente a Dios, por cuidarme y darme fuerza durante el proceso de esta investigación y obtener uno de los anhelos más deseados.

A mis padres Miguel y Estela, por el trabajo y sacrificio en todos estos años, gracias a ustedes he llegado hasta aquí. Ha sido un orgullo ser su hijo.

A todas las personas que me han apoyado para que logre este objetivo y a los que compartieron sus conocimientos

Luis.

AGRADECIMIENTO

Al Mgtr. José Velásquez Vargas, docente de la Escuela de Post grado, por la orientación y ayuda que me brindó para la realización de esta tesis, además su apoyo y amistad que me permitió cultivar sus sabias enseñanzas.

A la Mtra. Dina Marlene Cotrado Flores, por el apoyo y confianza que me brindó, por los consejos y materiales selectos para la realización de este trabajo.

Al Mtro. Luis Fernández Vizcarra, por brindarme el conocimiento necesario para iniciar y finalizar este trabajo de investigación.

ÍNDICE

DEDICATORIA.....	I
AGRADECIMIENTO.....	II
ÍNDICE.....	III
RESUMEN.....	X
ABSTRACT.....	XI
INTRODUCCIÓN.....	XI
CAPÍTULO I.....	1
EL PROBLEMA.....	1
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	1
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	3
1.2.1. Interrogante principal.....	3
1.2.2. Interrogantes secundarios.....	3
1.3. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	3
1.4. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN.....	4
1.4.1. Objetivo general.....	4
1.4.2. Objetivos específicos.....	4
CAPÍTULO II.....	5
MARCO TEÓRICO.....	5
2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN.....	5
2.2. BASES TEÓRICAS.....	7
2.2.1. Comportamiento sísmico de estructuras.....	7
2.2.2. Comportamiento de estructuras aporricadas.....	8
2.2.3. Comportamiento de estructuras con muros de corte.....	8
2.2.4. Procedimientos de análisis sísmico.....	8
2.2.5. Respuesta dinámica de estructuras.....	9

2.2.6. Comportamiento no lineal de estructuras	9
2.2.7. Análisis estático no lineal	10
2.2.8. Métodos de diseño sísmico basados en desplazamientos existentes	11
2.2.9. La necesidad de diseño sísmico basado en desplazamientos	11
2.2.10. Método de diseño directo basado en desplazamientos.	14
2.2.11. Modelo equivalente de un grado de libertad	21
2.2.12. Edificios de sistema dual (pared y pórticos) para DDBD	27
2.2.13. Opciones preliminares de diseño	29
2.2.14. Perfiles de momento para marcos y paredes	30
2.2.15. Perfiles de momento	32
2.2.16. Perfiles de desplazamiento	33
2.3. Definición de conceptos	36
2.3.1. Sismo resistencia.	36
2.3.2. Descripción del método de diseño basado en fuerzas	36
2.3.3. Descripción del método de diseño basado en desplazamientos	37
2.3.4. Diseño sísmico por desempeño	37
2.3.5. Ductilidad	37
2.3.6. Espectro de desplazamientos	37
2.3.7. Espectro de aceleraciones	37
2.3.8. Rigidez secante (k_e)	38
2.3.9. Sistema de un grado de libertad (SDOF).....	38
2.3.10. Masa equivalente	38
2.3.11. Amortiguamiento equivalente	38
CAPÍTULO III	39
3.1. HIPÓTESIS	39
3.1.1. Hipótesis general	39
3.1.2. Hipótesis específicas.....	39

3.2. VARIABLES.....	39
3.2.1. Identificación de la variable independiente.....	39
3.2.2. Identificación de la variable dependiente.....	40
3.3. TIPO Y DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.....	40
3.4. NIVEL DE INVESTIGACIÓN.....	40
3.5. ÁMBITO Y TIEMPO SOCIAL DE LA INVESTIGACIÓN.....	40
3.5.1. Ámbito social.....	40
3.5.2. Tiempo social.....	40
3.6. POBLACIÓN Y MUESTRA.....	40
3.6.1. Unidad de estudio.....	40
3.6.2. Población.....	40
3.6.3. Muestra.....	41
3.7. PROCEDIMIENTO, TÉCNICAS E INSTRUMENTOS.....	41
3.7.1. Procedimiento.....	41
3.7.2. Técnicas.....	41
3.7.3. Instrumentos.....	41
CAPÍTULO IV.....	42
RESULTADOS.....	42
4.1. DESCRIPCIÓN DEL TRABAJO DE CAMPO.....	42
4.1.1. Definición de la estructura.....	42
4.1.2. Geometría del edificio.....	45
4.2. DISEÑO DE PRESENTACIÓN DE LOS RESULTADOS.....	45
4.2.1. Método de diseño por fuerzas.....	45
4.2.2. Análisis mediante un enfoque del método DDBD.....	62
4.3. RESULTADOS.....	82
4.3.1. Aplicación del método DDBD.....	83
4.3.2. Características de la estructura sustituta.....	84

4.3.3. Demandas de ductilidad, amortiguamiento equivalente y periodo efectivo.....	85
4.3.4. Cortante basal de diseño para sistema SDOF.....	85
4.3.5. Distribución del cortante basal	86
4.4. VERIFICACIÓN DEL MÉTODO DDBD.....	89
4.4.1. Análisis comparativo	89
4.5. COMPROBACIÓN DE HIPÓTESIS (DISCUSIÓN).....	92
4.6. PROPUESTA	94
CAPÍTULO V	95
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	95
5.1. CONCLUSIONES.....	95
5.2. RECOMENDACIONES	97
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	98

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Valoración de los métodos de diseño basado en desplazamientos.	11
Figura 2. Esquema Simplificado del Diseño Basado en Fuerzas	13
Figura 3. Esquema simplificado del diseño basado por desplazamientos	14
Figura 4. Simulación de un grado de libertad.....	15
Figura 5. Rigidez Efectiva K_e	16
Figura 6. a) Amortiguamiento vs Ductilidad; b) Espectro de desplazamiento de diseño.....	17
Figura 7. Objetivos de desempeño	19
Figura 8. Representación de respuesta inelástica por espectros de respuesta de desplazamiento	21
Figura 9. Reglas de histéresis consideradas en el análisis inelástico	26
Figura 10. Vista en planta.....	27
Figura 11. Modelo en dirección larga.....	28
Figura 12. Modelo en dirección corta.....	28
Figura 13. Distribución del cortante basal y momento de volteo.....	30
Figura 14. Distribución de momentos generados por el cortante basal V_f	31
Figura 15. Incremento de momentos en muros con las vigas conectadas	33
Figura 16. Influencia de las vigas conectadas en los perfiles de momento en los muros	33
Figura 17. Ductilidades máximas de diseño para muros en voladizo, basado en las especificaciones de derivas límites	36
Figura 18. Elevación Frontal dual	43
Figura 19. Plano en planta del edificio	44
Figura 20. Espectro de aceleración.....	47
Figura 21. Inercia equivalente de losa aligerada a losa maciza.....	48
Figura 22. Modelo estructural del edificio a evaluar.....	48
Figura 23. Gráfico de derivas en ambas direcciones	50
Figura 24. Modelo de sistema dual adaptado.	51
Figura 25. Gráfico de derivas en ambas direcciones	52
Figura 26. Corte en la dirección X para columnas	54
Figura 27. Gráfica de desplazamientos máximos.....	56
Figura 28. Resultados de los cortantes obtenidos del modelo.....	58

Figura 29. Asignación de rótulas plásticas.....	59
Figura 30. Formación de rótulas plásticas en columnas del nodo de control.....	59
Figura 31. Obtención del punto de desempeño para la dirección Y.....	60
Figura 32. Obtención del punto de desempeño para la dirección X.....	60
Figura 34. Modelo estructural vista en elevación.....	63
Figura 35. Espectro de respuesta de aceleraciones.....	71
Figura 36. Espectro de desplazamientos.....	73
Figura 37. Diagrama de flujo de la interpretación de método.....	82
Figura 38. Vista en planta de modelo estructural a evaluar.....	83
Figura 39. Espectro de desplazamiento para sistema estructural.....	85
Figura 40. Fuerzas asignadas según las cortantes obtenidas por el método DDBD en dirección X.....	86
Figura 41. Fuerzas asignadas según las cortantes obtenidas por el método DDBD en dirección Y.....	86
Figura 42. Imagen captada en el desplazamiento en dirección X mediante el método de DDBD con las cortantes obtenidas.....	88
Figura 43. Imagen captada en el desplazamiento en dirección Y mediante el método de DDBD con las cortantes obtenidas.....	89

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Características del edificio	45
Tabla 2. Parámetros sísmicos de la ciudad de Tacna	45
Tabla 3. Propiedades estáticas según la norma E.030	46
Tabla 4. Factor de reducción sísmica según la norma E.030	46
Tabla 5. Resultados de masa participativa y periodos del modelo	49
Tabla 6. Derivas máximas en ambas direcciones del modelo	49
Tabla 7. Porcentajes actuantes de los elementos estructurales	50
Tabla 8. Derivas máximas en ambas direcciones del modelo	51
Tabla 9. Resultados en la dirección X del modelo adaptado	52
Tabla 10. Resultados en la dirección Y del modelo adaptado	53
Tabla 11. Resultados en la dirección X	53
Tabla 12. Resultados en la dirección Y	53
Tabla 13. Resultados de masa participativa y periodos del modelo adaptado. ..	54
Tabla 14. Porcentaje de absorción de cortante para sistema dual	55
Tabla 15. Desplazamientos máximos de la estructura	55
Tabla 16. Diseño de columnas externas	56
Tabla 17. Diseño de columnas internas	57
Tabla 18. Diseño de vigas principales	57
Tabla 19. Diseño de vigas secundarias	57
Tabla 20. Diseño de muros	57
Tabla 21. Curva pushover AENL en dirección X	61
Tabla 22. Curva pushover AENL en dirección Y	61
Tabla 23. Desplazamientos máximos y niveles de daños esperados	61
Tabla 24. Resistencias descritas en el DDBD	62
Tabla 25. Resistencias descritas en el DDBD	62
Tabla 26. Cálculos basados en desplazamientos	64
Tabla 27. Datos de perfil de desplazamiento del método DDBD	66
Tabla 28. Espectros de aceleración y desplazamiento	71
Tabla 29. Cortantes y momentos en la dirección X	75
Tabla 30. Cálculo de la altura Hcf para el sentido Y	75
Tabla 31. Determinación del desplazamiento de diseño.	76
Tabla 32. Momentos y Cortantes en la dirección Y	81

Tabla 33. Distribución de cortantes	81
Tabla 34. Determinación del punto de inflexión	84
Tabla 35. Características de la estructura de 1gdl	84
Tabla 36. Resumen de resultados obtenidos.....	85
Tabla 37. Distribución de cortantes en dirección X-Y	86
Tabla 38. Diseño de columnas externas	87
Tabla 39. Diseño de columnas internas	87
Tabla 40. Diseño de vigas principales	87
Tabla 41. Diseño de vigas secundarias	87
Tabla 42. Diseño de muros	88
Tabla 43. Comparación de los niveles esperados del método estático.....	89
Tabla 44. Comparación de los niveles esperados del método DDBD.....	90
Tabla 45. Análisis comparativo de validación del método DDBD.	90
Tabla 46. Comprobación de hipótesis	92

RESUMEN

En este trabajo de tesis denominado “Evaluación sísmica de un edificio dual de concreto armado ubicado en la ciudad de Tacna, mediante un enfoque basado en desplazamientos”, se basa en aplicar el método directo basado en desplazamientos desarrollado por Priestley, Calvi, & Kowalsky (2007).

Como objetivo se evalúa un edificio dual de concreto armado ubicado en la ciudad de Tacna, mediante un enfoque del método basado en desplazamientos.

La metodología dispone los respectivos fundamentos teóricos, para este caso se elige un edificio típico de la ciudad de Tacna (zona sísmica “iv” con una caracterización de sismo alto) de sistema dual de concreto armado, una configuración regular y de 3 niveles. Las evaluaciones iniciales de diseño sísmico y demás componentes que define la acción sísmica general se adquirió de la Norma Peruana E.030 – NTE.

Se repasa la literatura existente que respalda el método DDBD, posteriormente se implementa el método para la evaluación de un edificio dual de concreto armado, para lo cual se utiliza el procedimiento de la estructura sustituta para modelar un sistema de múltiples grados de libertad, por medio de un sistema equivalente de un grado de libertad que aproxime la respuesta no lineal máxima. Para caracterizar las propiedades inelásticas de la estructura, se utiliza una rigidez efectiva correspondiente a la rigidez secante al máximo desplazamiento asociada al estado límite considerado y un amortiguamiento viscoso equivalente. Para asegurar la eficacia del método, se realizó un análisis estático no lineal (pushover) comparando así los resultados que deben estar en correlación con los encontrados por el método del DDBD. En los resultados se encontró que el edificio requirió ser adaptado para los propósitos de esta tesis, obteniendo los cortantes del método por fuerzas es 206.16 ton mientras que el DDBD nos muestra un resultado de 272.444 ton, los desplazamientos son 2.015 cm por el método de fuerzas y el DDBD un 2.86 cm, ambos métodos se hallan dentro de un nivel de ocupación inmediata por lo que la estructura evaluada está bien diseñada mediante este enfoque del DDBD.

Concluyendo que los objetivos proyectados para esta tesis se han podido cumplir, ya que el método del DDBD entregó resultados aceptables

Palabras claves: Diseño basado en desplazamientos, análisis sísmico, sistema equivalente.

ABSTRACT

It is this thesis work called “Seismic evaluation of a dual reinforced concrete building located in the city of Tacna, through a displacement-based approach”, is based on applying the direct method based on displacements developed by Priestley, Calvi, & Kowalsky (2007).

As an objective, a dual reinforced concrete building located in the city of Tacna is evaluated, an approach based on displacement method.

The methodology has the theoretical foundations for this case, a typical building in the city of Tacna (seismic zone "iv" with a high earthquake characteristic) is chosen with a dual system of reinforced concrete, a regular configuration and 3 levels. The initial evaluations of seismic design and other components that define the general seismic action were acquired from the Peruvian Standard E.030 - NTE.

The existing literature that supports the DDBD method is reviewed, later, the method for the evaluation of a dual reinforced concrete building is implemented, for which the procedure of the substitute structure is used to model a system of multiple degrees of freedom by means of of an equivalent one-degree-of-freedom system that approximates the maximum nonlinear response. To characterize the inelastic properties of the structure, an effective stiffness corresponding to the secant stiffness at maximum displacement, associated with the limit state considered, and an equivalent viscous damping are used. To ensure the effectiveness of the method, a non-linear static analysis (pushover) was performed, thus comparing the results that must be in correlation with those found by the DDBD method. In the results it was found that the building required to be adapted for the purposes of this thesis, obtaining the shear of the method by is 206.16 ton while the DDBD shows us a result of 272.444 ton, the displacements are 2.015 cm by the method of and the DDBD a 2.86 cm, both methods are within an immediate occupancy level so the structure is well designed using this DDBD approach.

Concluding that the projected objectives for this thesis have been fulfilled since the DDBD method delivered acceptable results

Keywords: Displacement based design, seismic analysis, equivalent system.

INTRODUCCIÓN

El método de diseño sísmico basado en desplazamientos, es una propuesta relacionada con el diseño sismo resistente que se ha planteado. Tratando de establecer objetivos más sólidos para el comportamiento sísmico esperado o capacidad de las estructuras, ya que se han cuestionado las metodologías actuales de diseño sísmico que no permite llegar a resultados confiables ni llegar a los objetivos de diseño, esto ha creado nuevas filosofías de diseño sísmico. Uno de estos métodos cuestionados es el método de diseño basado en fuerzas, que está en varios códigos de diseño sísmico. Esta tesis busca dar una evaluación a una edificación de la ciudad de Tacna mediante un enfoque de la metodología de diseño basado en desplazamientos y dar a conocer en lo académico, en investigaciones y programaciones de software para que se pueda integrar esta metodología en los códigos de diseño sísmico, y para que en un futuro se pueda aplicar esta metodología sin complicaciones.

En el primer capítulo se plantea el problema, la formulación y la justificación de manera general de la propuesta de la estructura a evaluar, el objetivo principal de este estudio es evaluar sísmicamente un edificio dual de concreto armado ubicado en la ciudad de Tacna, mediante un enfoque del método basado en desplazamientos. En el segundo capítulo se planteó el marco teórico en relación con la investigación, en este paso ya se recolectó toda la información en temas relacionados con la tesis, incluyendo el comportamiento sísmico de las estructuras de concreto con los métodos de análisis sísmico de estructuras, el método de diseño basado en fuerzas y el método basado en desplazamientos. En el tercer capítulo se realiza una revisión del método de evaluación propuesto describiendo las hipótesis, fundamentos y requerimientos específicos del mismo y su procedimiento de aplicación. En el cuarto capítulo se muestra los resultados de la estructura elegida que son evaluadas mediante un enfoque de diseño basado en desplazamientos, donde se elige su sistema estructural, se determina las acciones sísmicas que intervienen, se proyecta los modelos sísmicos basados en la norma E.030, se obtiene los parámetros para la aplicación del método de diseño basado en desplazamientos, se verifican los niveles de desempeño mediante un análisis estático no lineal (PUSHOVER), se evalúa y compara con los resultados totales basados en desplazamientos. En el quinto capítulo y último se establecen las conclusiones y recomendaciones

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Visto a través del prisma histórico de los últimos años en el mundo, se puede ver que el diseño estructural sísmico ha estado en constante evolución, mucho más que el diseño para otros casos de carga o acciones como la gravedad. A la fecha se formularon métodos alternativos al diseño basado en fuerzas, metodología que se utiliza en el mundo ya que está incorporada en los códigos de diseño sísmico de cada país, incluyendo el reglamento nacional de edificaciones del Perú E.030. Esta metodología sigue en vigencia y se formularon nuevas metodologías que han mejorado el comportamiento y diseño de las estructuras cuando son sometidas a eventos sísmicos.

Dentro de estas metodologías se obtuvieron las más desarrolladas el diseño por desempeño y el diseño por desplazamiento, este diseño basado por desplazamiento (DDBD) cambia el enfoque de análisis empezando desde la deformación que se desplaza la estructura por la acción de las fuerzas sobre los elementos estructurales.

A pesar de su uso común en los países, presenta vacíos teóricos que desacreditan en parte su uso, es por eso que se tiene la necesidad de incursionar en nuevos métodos que consideren las características estructurales de estructuras de variante altura, distribuciones y materiales tanto en elevación como en planta lo cual es proyectado por análisis y métodos que brindan más resistencia ante fuerzas de sismo. Tales métodos fueron mejorando con el tiempo.

La tendencia reciente en el diseño de estructuras sismorresistentes es hacia una filosofía de ingeniería sísmica basada en el desempeño (Performance-Based Seismic Engineering (PBSE)). En la PBSE un sistema estructural está diseñado para alcanzar niveles predefinidos de daño bajo niveles predefinidos de intensidad sísmica. Los niveles

de daño son conocidos como estados límites de desempeño, son definidos por cantidades de deformación tales como la deformación unitaria, curvatura, rotación, o desplazamiento. Similarmente, los niveles de sismo están característicamente definidos como una función del periodo de retorno para un sitio particular. La combinación de los estados límites de desempeño y la intensidad sísmica constituye un “nivel de desempeño”, mientras una serie de niveles de desempeño constituye un “objetivo de desempeño”. (Ordóñez, 2015)

En consecuencia, de la introducción de la PBSE se ha vuelto imperativo que una metodología de ingeniería sísmica sea capaz de producir un sistema que pueda lograr un objetivo de desempeño deseado. Además, para que una filosofía de diseño sea capaz de satisfacer la PBSE, debe poder evaluar con precisión las demandas sísmicas, lograr una jerarquía de miembros deseable en los mecanismos de disipación de energía, y predecir el comportamiento inelástico bajo sismos severos. En la última década los investigadores han trabajado en la adopción de diversas metodologías para satisfacer esta necesidad, estos métodos incluyen el diseño basado en fuerzas y diseños basados en desplazamientos. (Ordóñez, 2015)

En consecuencia, de esta y otras limitaciones fundamentales inherentes en el diseño basado en fuerzas, se proporcionó métodos nuevos que se vienen investigando tales como el método basado en desplazamiento, como medio alternativo para satisfacer objetivos y uno de los enfoques más investigados es el diseño directo basado en desplazamientos propuesto por. (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

Generalmente se denominan filosofías de diseño "basadas en el rendimiento". El alcance de estos puede variar desde enfoques de diseño estructural comparativamente estrechos, destinados a producir estructuras seguras con un riesgo uniforme de daño bajo niveles de sismicidad específicos, hasta enfoques más ambiciosos que buscan combinar también datos financieros asociados con la pérdida de uso, reparación y un enfoque basado en el cliente (en lugar de un enfoque especificado por código) para un riesgo aceptable. (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

1.2.FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1. Interrogante principal

¿Qué variación existe en la evaluación sísmica estructural en un edificio dual de concreto armado ubicado en la ciudad Tacna, aplicando un enfoque del método de basado en desplazamientos?

1.2.2. Interrogantes secundarios

- a) ¿Cuál es el desplazamiento de diseño sísmico y sistema equivalente de un grado de libertad de un edificio dual de concreto armado?
- b) ¿Cuál es el amortiguamiento viscoso equivalente en función a las demandas de ductilidad para el desplazamiento de diseño?
- c) ¿Cuál es la rigidez requerida y cortante basal, usando un espectro de desplazamiento?

1.3.JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

A lo largo de la historia muchas edificaciones han colapsado por eventos sísmicos, debido, no solo a la gran magnitud del sismo sino también a la falta de diseños sismo resistente, los cuales proporcionan seguridad, con el fin de preservar la vida, las estructuras y los bienes. Se han venido desarrollando nuevas metodologías que suplan las deficiencias de las metodologías anteriores, metodologías que a pesar de tener un criterio sismo resistente, no reflejan el adecuado comportamiento real de las estructuras. Este proyecto se realiza debido a la necesidad de nuevos métodos de diseño que suplan las deficiencias de los métodos convencionales con el fin de generar estructuras seguras ante movimientos sísmicos. Al igual que con este proyecto también se pretende mostrar a la comunidad relacionada con la Ingeniería Civil, las nuevas alternativas de diseño que se están desarrollando para generar en ellos la curiosidad e interés en este método.

Para este propósito, se ha implementado un método recientemente propuesto para la evaluación sísmica basada en el desplazamiento de las estructuras de marcos existentes, a partir del cual se ha concluido que el enfoque basado en el desplazamiento predice demandas de desplazamientos generales. Estos resultados, aunque se limitan a la consideración de un pequeño número de estructuras de armazón sísmico y un único movimiento de tierra sísmico fuerte típico, sin embargo, dan confianza de que el enfoque basado en el desplazamiento puede facilitar rápida y fácilmente una evaluación sísmica

de una estructura de marcos existente, sin la necesidad de realizar análisis dinámicos inelásticos detallados. (Chandler & Mendis, 2000)

Justamente es por eso que no existe algún diseño que fuera construido en el país utilizando este método, ya que se puede ver que todas las edificaciones existentes fueron construidas usando los métodos de análisis estructural indicado por la norma.

Por lo expuesto, surge la idea de desarrollar esta tesis, con la intención de contribuir a la mejora del comportamiento sísmico, de las estructuras de concreto armado mediante el método de diseño basado en desplazamientos.

1.4.OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.4.1. Objetivo general

Evaluar sísmicamente un edificio dual de concreto armado ubicado en la ciudad de Tacna, mediante un enfoque del método basado en desplazamientos.

1.4.2. Objetivos específicos

- a) Determinar el desplazamiento de diseño sísmico y sistema equivalente de un grado de libertad de un edificio dual de concreto armado.
- b) Determinar el amortiguamiento viscoso equivalente en función a las demandas de ductilidad para el desplazamiento de diseño.
- c) Determinar la rigidez requerida y cortante basal del sistema equivalente usando un espectro de desplazamiento.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

La metodología de diseño basado en desplazamiento ha sido estudiada y analizada en estos últimos años, tiempo en el cual ha tenido importancia en diferentes lugares del mundo.

En esta tesis se exploró los principios de varios procedimientos basados en desplazamientos con aplicación especial para edificios de concreto armado con sistema dual, de acuerdo con esta revisión se encontró que el libro con mayor propagación y aprobación en el diseño sísmico es el de (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007) con el título “Displacement-Based Seismic Design of Structures”. A la fecha se tiene varias propuestas para este método entre las que se pueden mencionar:

- La tesis “Análisis comparativo entre la metodología de diseño basada en fuerzas y la metodología basada en desplazamientos, para sistemas combinados” originado por Carlos Andrés Gómez Hurtado en el 2015, para obtener el grado de magister en ingeniería civil con énfasis en ingeniería estructural por la escuela colombiana de ingeniería Julio Garavito, el cual presenta resultados de un análisis comparativo entre las metodologías basados en fuerzas y desplazamientos y establece las diferencias entre ambos obteniendo que los valores de desplazamiento y rigidez permite un mejor entendimiento del proceso de diseño. (Gómez Hurtado, 2015)
- La Revista de Ingeniería Sísmica No. 88 con páginas del 91-111 (2013) con título “método de diseño sísmico basado en desplazamientos para marcos de concreto reforzado”, propuesto por Saúl López y Gustavo Ayala donde

concluye que el método propuesto es capaz de garantizar el cumplimiento de un estado límite de diseño. (López & Ayala, 2013)

- En un artículo publicado por la revista tecnológica ESPOL-RTE, por V. Suarez, su trabajo “diseño basado en desplazamientos, una alternativa racional al diseño basado en fuerzas”, donde nos muestra las principales falencias de los métodos basados en fuerzas y presenta un método de diseño basado en desplazamientos, como una alternativa racional y práctica para el diseño sismorresistente de estructuras, llegando a la principal conclusión en el que se debe modificar el carácter prescriptivo de los códigos actuales, permitiendo el uso de métodos alternativos, con un enfoque basado en desempeño. (Suárez, 2009)
- Según la tesis “Diseño Sísmico Basado en Desplazamientos de Estructuras de Hormigón Armado Aporticadas y Estructuras con Muros de Corte”, desarrollado por José Luis Ordóñez Fernández en el año 2015 para la obtención del grado de magister en estructuras de la Escuela Politécnica Nacional de Quito-Ecuador. El objetivo de esta tesis es aplicar un método alternativo de diseño sísmico, donde desarrolla el método de diseño sísmico basado en desplazamientos, el cual se enfatiza en los parámetros de demanda de desplazamiento, fuerza y aceleración para controlar el mecanismo de deformación. (Ordóñez, 2015)
- La tesis “Equivalent Viscous Damping Equations for Direct Displacement Based Design”, desarrollado por Carlos Andres Blandon U en el año 2004, una disertación presentada en cumplimiento parcial de los requisitos para el Master de Ingeniería de Terremotos en la european school of advanced studies in reduction of seismic risk rose school. En esta tesis indica que la estimación del factor de amortiguamiento viscoso equivalente, es un paso importante en la metodología del diseño basado en desplazamiento directo por lo que compara los desplazamientos, obtenidos en el análisis tiempo historia no lineal y un diseño espectral para un sistema de un grado de libertad. (Blandon U, 2004)
- La tesis “Evaluación del diseño por desempeño basado en desplazamientos aplicado a sistema de marcos de concreto reforzado combinados con paredes de corte”, presentado por Ricardo Josué Jiménez Velasco y Gerardo Javier Jovel Rodríguez en el año 2017, para optar el título de maestro en ingeniería

estructural por la Universidad de el Salvador facultad de ingeniería y arquitectura escuela de posgrado, indica que ambos métodos parten de un espectro de diseño sísmico y calcula ambos métodos comparándolos según la norma técnica de diseño por sismo. (Jiménez Velasco & Jovel Rodríguez , 2017)

- Un artículo de la revista Engineering Structures con título “Performance of reinforced concrete frames using force and displacement based seismic assessment methods”, desarrollada por A.M. Chandler y P.A. Mendis en el año 2000, donde revisa el método de diseño sísmico tradicional basado en la fuerza y el enfoque de evaluación sísmica basado en el desplazamiento recientemente propuesto. Se presenta un estudio de caso para armazones resistentes al momento de hormigón armado diseñados y detallados de acuerdo con las disposiciones del código de terremotos de Europa y Australia, con capacidad de ductilidad baja, media y alta. El objetivo es evaluar las características de rendimiento de estos marcos. (Chandler & Mendis, 2000)

2.2. BASES TEÓRICAS

2.2.1. Comportamiento sísmico de estructuras

Cuando pasa el sismo moderado las estructuras de hormigón se mantienen con un comportamiento elástico lineal, en cuanto aumenta la intensidad de la fuerza al edificio se genera cambios a las propiedades dinámicas el cual cambian su respuesta. La intensidad de los cambios varía sustancialmente para diferentes materiales y sistemas de estructuras, uno de los materiales es el acero que por su comportamiento se mantiene lineal en niveles altos de esfuerzos debido a la fluencia, otro material importante es el concreto ya que tiene una reducción significativa en la rigidez cuando los esfuerzos a compresión superan el 50% de la resistencia, pero más aún, la rigidez sufre más cambios cuando ocurre agrietamientos en las secciones que soportan momentos flexionantes elevados. El diseño de las estructuras para resistir sismos varía del que se realiza para el efecto de otros diseños, en otros diseños pretenden que la estructura se comporte linealmente y sin daño, en cuanto al diseño sísmico se reconoce que no es económicamente viable diseñar las edificaciones en general, para hacer que se mantengan en un rango lineal. El procedimiento adoptado por los códigos actuales en el mundo trata básicamente en un diseño elástico con solicitaciones reducidas. Es aceptable que parte de la energía introducida por el sismo en la estructura se disipe por deformaciones inelásticas

y que por eso las fuerzas deben soportar cargas menores a comparación a las fuerzas que debe resistir, si son si, su comportamiento seria lineal-elástico. Simplificadamente se elige un mecanismo de comportamiento inelástico de la estructura, que garantice la ductilidad deseada y se diseña el mecanismo en sus secciones criticas (las llamadas rótulas plásticas donde se desea que aparezcan) para las fuerzas de sismo que se genera en el diseño. Luego se analiza el resto de las secciones para los estados límites diferentes con las fuerzas que aparecen para formar el mecanismo (rótula plástica), y aplicando un factor de seguridad adicional para que cuando se forme el mecanismo no alcance su capacidad. (Ordóñez, 2015)

2.2.2. Comportamiento de estructuras aporticadas

El comportamiento bajo cargas laterales en un pórtico está dirigido por las deformaciones de flexión de sus vigas y columnas, este sistema presenta una resistencia y rigidez a cargas laterales relativamente bajas a no ser que las secciones transversales de estos elementos tengan una sección gruesa. Las edificaciones aporticadas en general son muy flexibles, es por eso que tienen un problema crítico de mantener el problema de los desplazamientos laterales dentro del rango límite establecido por la norma. La flexibilidad alta de las edificaciones con sistema aporticado da lugar a que su periodo fundamental resulte largo, esto favorece cuando el espectro de diseño tenga ordenadas que reduzcan fuertemente en periodos largos. (Ordóñez, 2015)

2.2.3. Comportamiento de estructuras con muros de corte

La variación que existe de muros y pórticos rigidizados constituye uno de los sistemas más eficientes para resistir solicitaciones sísmicas. Una distribución exacta de muros posibilita conservar ventajas de la estructura a base de pórticos en lo relativo a ductilidad y libertad a uso de espacio, obteniendo una estructura con mayor rigidez y más resistente ante cargas laterales. Aunque deben cuidarse algunos aspectos del comportamiento sísmico que pueden hacer de estos sistemas inadecuados. Por la variación enorme que existe entre rigidez en estructuras y en zonas rigidizadas, donde se concentran las fuerzas laterales y se la transmiten en áreas concentradas de la cimentación. Se puede producir solicitaciones excesivas en los elementos que conectan al resto de la estructura con las zonas rigidizadas. (Ordóñez, 2015)

2.2.4. Procedimientos de análisis sísmico

Las edificaciones deben de seguir las prescripciones del reglamento nacional de edificaciones E.030, primeramente, es el análisis estático o de fuerzas equivalentes y

análisis dinámico modal espectral. Para este fin, el reglamento acepta que la estructura tenga comportamiento elástico lineal y emplear el método dinámico lineal, no lineal e IDA que requiere los modos de vibrar y el cálculo de periodos.

El método estático lineal y pseudo-dinámico, ambos obligatorios para todo tipo de estructuras.

2.2.5. Respuesta dinámica de estructuras

La aplicación más importante de la dinámica estructural es el análisis de respuesta a los movimientos del terreno causados por los sismos en estructuras.

Según una reformulación de la segunda ley de Newton una losa se encuentra en equilibrio dinámico bajo sollicitaciones, obteniendo así:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = P(t)$$

Esta es una ecuación diferencial de segundo orden que representa el movimiento de la estructura de un sistema lineal de 1 GDL sometido a la aceleración del terreno.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g$$

Al dividir con la masa esta ecuación tenemos:

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

Dada la respuesta de la deformación $P(t)$ del sistema, depende de la frecuencia natural ω_n o del periodo natural t_n del sistema y de su fracción de amortiguamiento ξ

Un sistema de 1 GDL puede agrandarse a sistemas de varios grados de libertad VGDL. Este último, una masa se distribuye por todo el edificio, pero se idealizará como si estuviera concentrada en cada nivel de piso. Esto aplica para edificaciones de varios niveles y de la misma manera que los sistemas de 1 GDL, la energía que se puede disipar en una estructura por un sistema de amortiguamiento viscoso lineal.

La representación de masas puede simplificarse para estructuras de niveles altos con restricciones de los diafragmas o pisos. En general cada diafragma se considera rígido en su plano, pero es flexible a la flexión.

2.2.6. Comportamiento no lineal de estructuras

Existen dos tipos de comportamiento en estructuras no lineal:

Primeramente, la denominada no linealidad geométrica, aparece cuando la hipótesis de las deformaciones es inadecuada cuando es pequeña y al menos alguna de las condiciones de equilibrio se debe plantear sobre la conformación desplazada de la estructura. Esta no linealidad se presenta en que los desplazamientos dependen de los miembros estructurales, los que a su vez son función de dichos desplazamientos. Por las fuerzas laterales cuando no hay la existencia de muros ni sistemas que aporten mucha rigidez equivalente se origina desplazamientos horizontales “ Δ ”, las cargas verticales y entre los extremos de las columnas generan momentos iguales a $P\Delta$ que también generan desplazamientos horizontales adicionales. Es por eso que a este fenómeno se conoce como efecto fuerza desplazamiento $p - \Delta$. (Ordóñez, 2015)

2.2.7. Análisis estático no lineal

El análisis no lineal o llamado también pushover trata de un empuje lateral incremental hasta llegar el llamado colapso. Con esto se muestra que influye el desempeño de la estructura, mostrada por la curva de capacidad, que data como una relación entre las fuerzas laterales y los desplazamientos demandados por las mismas. En un modelo de cargas laterales se distribuye a lo largo de la estructura, de acuerdo a una secuencia de cargas predefinido. Según estudios previos y criterios técnicos sabemos que las fuerzas aumentan con la altura de la edificación, es por eso que se utilizará una secuencia de carga a la forma del primer modo de vibración de la estructura. Cabe destacar que las cargas se aplican en los nodos laterales del modelo estructural. Estas fuerzas laterales son monótonas crecientes y va aumentando en proporción constante, y tomando como control el desplazamiento máximo que se ubica en la parte superior de la estructura del edificio. El desplazamiento último puede ser la deformación esperada del diseño sísmico en el caso de diseñar una estructura nueva, o la deformación que reflejaría el colapso estructural para la evaluación de una estructura que existe. Este método nos ayuda a buscar la secuencia del desempeño y el fracaso en las secciones estructurales y en los niveles de la estructura, así como el progreso general que define la curva de capacidad.

Una de las deficiencias del método pushover es que las fuerzas se aplican gradualmente a la estructura desde pequeñas cargas hasta llegar a alcanzar la máxima resistencia lateral de la estructura. Otra dificultad es como saber la secuencia correcta de cargas que se le aplicará a la estructura.

2.2.8. Métodos de diseño sísmico basados en desplazamientos existentes

Desde los años 1990 aproximadamente, se ha propuesto diversos métodos relacionadas con el método de diseño basado en desplazamientos, de estos diferentes procedimientos de diseño basado en desplazamientos muy pocos lo desarrollaron a un nivel adecuado para aplicar en los códigos de diseño moderno, así como también hay quienes no brindaron la confianza que se requiera. En el trabajo de (Méndez Silva, 2011) considera valorar los métodos:

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

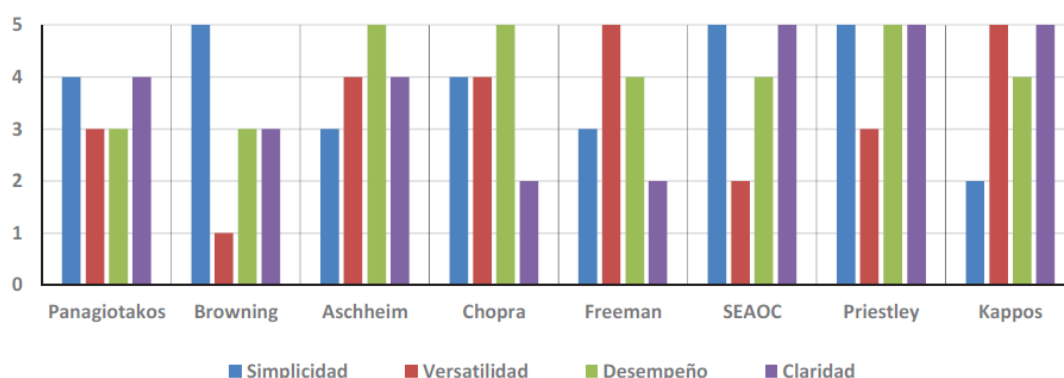


Figura 1. Valoración de los métodos de diseño basado en desplazamientos; Fuente: Sullivan, 2002.

2.2.9. La necesidad de diseño sísmico basado en desplazamientos

Según la norma peruana E.030 este diseño consiste en determinar las fuerzas sísmicas por análisis estático y dinámico.

Aunque el diseño actual basado en la fuerza mejora considerablemente en comparación con otros métodos utilizados en años anteriores, hay muchos problemas fundamentales con él, particularmente cuando se aplica sobre hormigón armado o mampostería reforzada.

Para examinar estos problemas, primero es necesario revisar brevemente un procedimiento de diseño basado en fuerzas, como se aplica actualmente en las normas de diseño sísmico moderno.

En el libro de Priestley, Calvi, & Kowalsky (2007, p. 30), nos resume los problemas asociados con el diseño basado en la fuerza. Estos se pueden resumir de la siguiente manera:

- El diseño basado en la fuerza se basa en estimaciones de la distribución de las fuerzas de diseño entre diferentes elementos estructurales y la rigidez inicial para hallar el período. Ya que la rigidez depende de la resistencia de los elementos, esto no puede conocerse hasta que se complete el proceso de diseño.
- La asignación de la fuerza sísmica entre elementos basada en la rigidez inicial (incluso si se conoce con precisión) es ilógica para muchas estructuras, ya que supone incorrectamente que los diferentes elementos pueden verse obligados a ceder simultáneamente.
- El diseño basado en la fuerza se basa en el supuesto de que los factores únicos de reducción de la fuerza (basados en la capacidad de ductilidad), son apropiados para un tipo estructural y material dado. Esto es demostrablemente inválido.

Según Suárez (2009), indica:

- El diseño basado en fuerzas considera la rigidez independientemente de la resistencia.
- El diseño basado en fuerzas asume que la capacidad de desplazamiento elástico es proporcional a la resistencia.
- Generaliza la capacidad de ductilidad de las estructuras
- Usa factores de reducción de resistencia
- Utiliza el análisis elástico como herramienta de diseño.

- Usa la regla de iguales desplazamientos.

A pesar de estas críticas, debe enfatizarse que el diseño sísmico basado en la fuerza actual cuando se combina con los principios de diseño de capacidad y detalles cuidadosos, generalmente produce diseños seguros y satisfactorios. Sin embargo, el grado de protección proporcionado contra daños bajo una intensidad sísmica dada, es muy no uniforme de estructura a estructura. Por lo tanto, el concepto de "riesgo uniforme" que está implícito en la formulación de la intensidad del diseño sísmico actual, no se ha continuado en el diseño estructural. (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

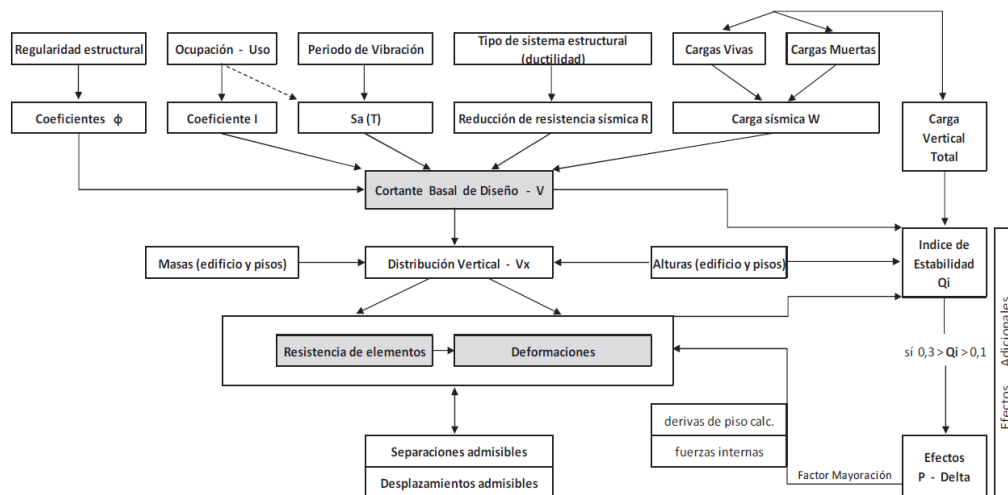


Figura 2. Esquema Simplificado del Diseño Basado en Fuerzas; Fuente: (Ordóñez, 2015)

La diferencia fundamental del diseño basado en la fuerza es que DDBD caracteriza la estructura que se diseñará mediante una representación de rendimiento de un solo grado de libertad (SDOF), en la respuesta de desplazamiento máximo, en lugar de por sus características elásticas iniciales. Esto se basa en el enfoque de estructura sustitutiva promovido por otros.

La filosofía fundamental detrás del enfoque de diseño es diseñar una estructura que logre en lugar de estar limitada, por un estado límite de rendimiento dado bajo una intensidad sísmica dada. Esto daría como resultado estructuras de riesgo esencialmente uniformes, que es filosóficamente compatible con los espectros sísmicos de riesgo uniforme incorporados en los códigos de diseño. El procedimiento de diseño determina la resistencia requerida en las ubicaciones designadas de las rótulas de plástico para lograr

los objetivos de diseño en términos de objetivos de desplazamiento definidos. (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

Con el método de diseño basado en desplazamientos un edificio o estructura en su rango inelástico, con su desplazamiento máximo se reemplaza por un sistema equivalente elástico, utilizando su rigidez secante en su máxima respuesta y el amortiguamiento viscoso equivalente histórico de la estructura real. Primeramente, parte del perfil de desplazamiento máximo que seleccionamos según las normas de cada país con esto hallamos la rigidez y resistencia para llegar al desempeño deseado.

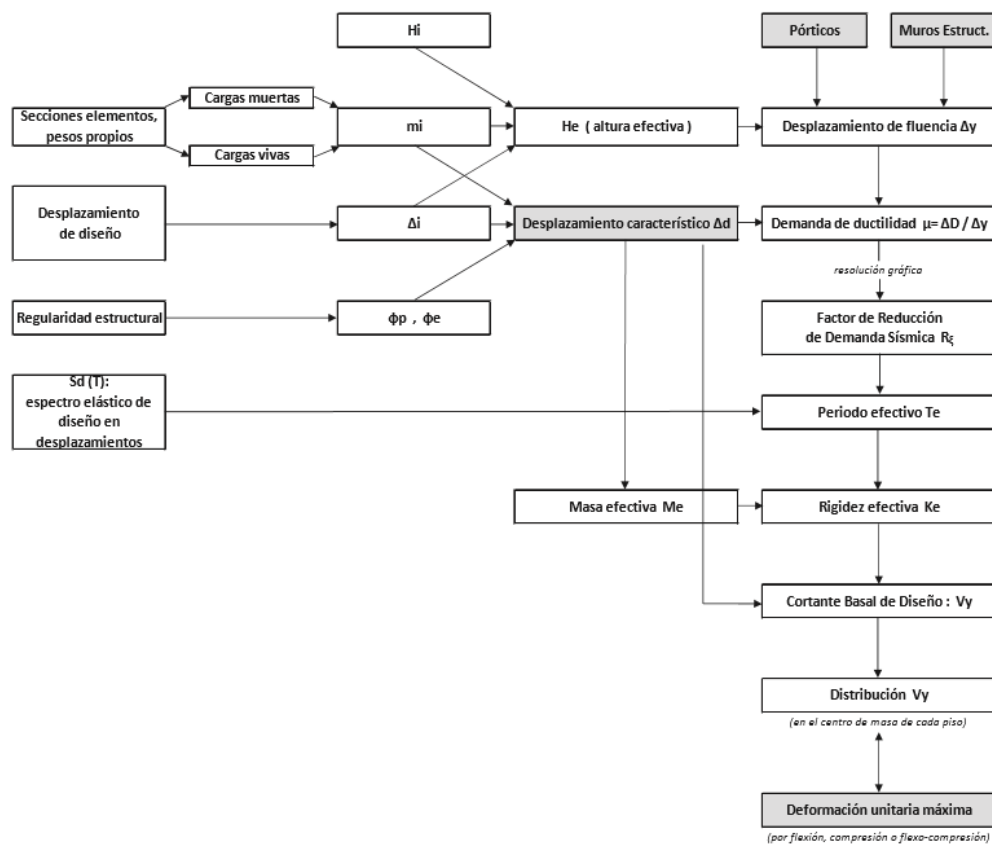


Figura 3. Esquema simplificado del diseño basado por desplazamientos; Fuente: (Ordóñez, 2015)

2.2.10. Método de diseño directo basado en desplazamientos según Priestley, Calvi y Kowalsky (2007).

La base de este enfoque es el procedimiento llamado Diseño basado en desplazamientos, que concluye en un enfoque viable y fácil para un amplio manejo de diversos tipos estructurales, convirtiéndose así en la referencia principal para el trabajo de esta tesis.

2.2.10.1. Consideraciones fundamentales del DDBD

El procedimiento de diseño, conocido como diseño directo basado en desplazamiento (DDBD), se desarrolló los últimos 10 años con el objetivo de moderar las fallas del método de diseño basado en fuerzas (DBF) que se usa actualmente en las normas sísmicas.

El DDBD es un acercamiento donde se obtienen las fuerzas con objetivo, de un nivel de desempeño estimado y está basado en una respuesta inelástica del sistema. El objetivo es alcanzar un nivel de desempeño para el diseño de una estructura, el procedimiento de diseño determina la resistencia requerida en lugares donde se ubican las articulaciones plásticas, para alcanzar los propósitos de diseño con el fin de lograr los objetivos de desplazamientos escogidos. Luego debe ir al diseño por capacidad para asegurar que las articulaciones plásticas ocurran en lugares especificados, y que las formas dúctiles de deformación no se desarrollen. (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

Este método de diseño basado en desplazamientos, se fundamenta con el método de linealización equivalente propuesto por Shivata y Sosen (1976), el cual modela la estructura inelástica de varios grados de libertad (MGDL) en su máximo desplazamiento como un sistema elástico equivalente de un grado de libertad (1GDL).

El sistema de un grado de libertad es representado por rigidez, masa, amortiguador y altura equivalentes como se observa en la figura 4:

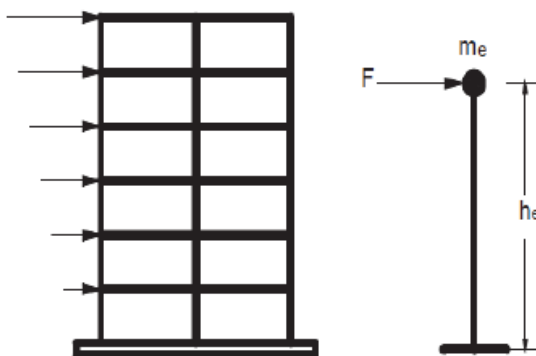


Figura 4. Simulación de un grado de libertad; Fuente: (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

La representación del sistema de un grado de libertad, con la función de fuerza-desplazamiento está representada en la figura 4. Esta metodología del *DDBD* define a la estructura por una rigidez secante k_e en el máximo desplazamiento Δd y por un nivel de

amortiguamiento viscoso equivalente ξ_{eq} que combina la energía histerética con el amortiguamiento elástico absorbida durante la respuesta inelástica, como se muestra en la figura 5, para un nivel de demanda de ductilidad para un edificio de estructura metálica. (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

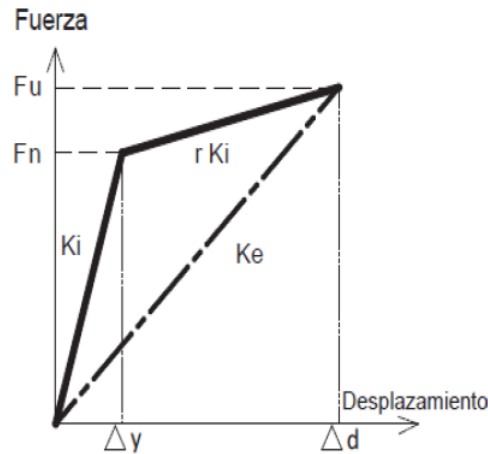


Figura 5. Rigidez Efectiva K_e ; Fuente: (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

El procedimiento de diseño es fácil, la dificultad que hay está relacionada con la determinación de las características de la estructura equivalente, la determinación del desplazamiento de diseño y el desarrollo del espectro de diseño en desplazamientos. Sin embargo, son necesarios algunas estructuraciones para la distribución de la cortante basal de diseño V_{base} para las diferentes localizaciones de masas discretizadas y la distribución de fuerzas sísmicas para el análisis de la estructura. La representación del método de diseño basado en desplazamiento tiene la ventaja de definir los efectos de la ductilidad en demanda sísmica en un camino que es independiente de las estructuraciones histeréticas, ya que la relación ductilidad – amortiguamiento son generadas de forma separada para diferentes reglas histeréticas, como se muestra la figura 6.

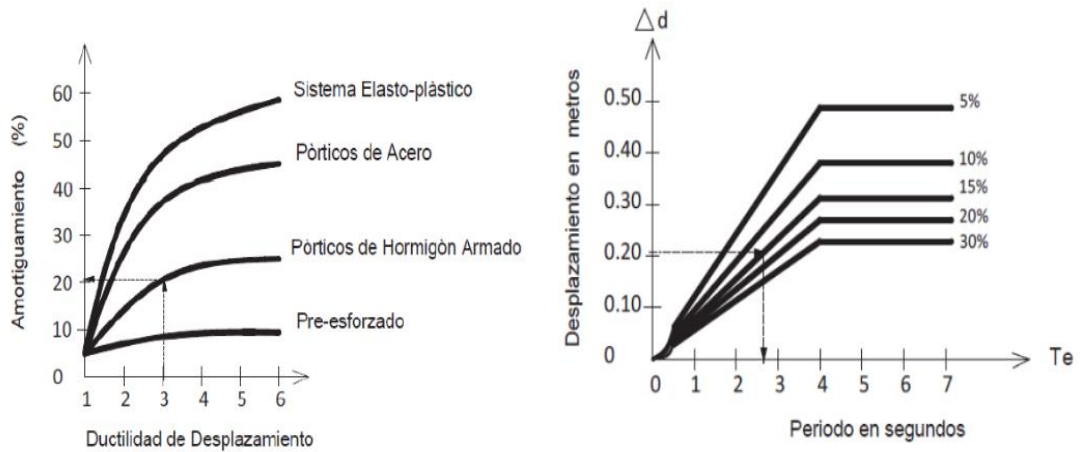


Figura 6. a) Amortiguamiento vs Ductilidad; b) Espectro de desplazamiento de diseño; Fuente: (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

Con el desplazamiento de diseño en respuesta máxima y el amortiguamiento correspondiente estimado desde la demanda de ductilidad esperada, el periodo T_e en el desplazamiento máximo de respuesta, medido en la altura efectiva H_e , puede ser determinado desde un conjunto de espectros de desplazamientos para diferentes niveles de amortiguamiento, como se puede notar en la figura 6 (b).

La rigidez efectiva K_e del sistema equivalente de un grado de libertad en desplazamiento máximo se puede encontrar a partir de la ecuación normal para el periodo de un oscilador de un sistema de un grado de libertad, como:

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

Donde m_e es la masa efectiva participante de la altura en el modo de vibración fundamental.

A partir de la figura 4 la fuerza lateral de diseño, que es también la fuerza de cortante basal de diseño es:

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

Este concepto de diseño es consecuencia simplificada, que una vez determinadas las características de la estructura sustituta, el desplazamiento desarrollado espectro y desplazamiento de diseño espectral, no existe mayor complejidad.

2.2.10.2. Estados límites de diseño y niveles de desempeño

En los últimos años ha aumentado el interés en definir objetivos de desempeño sísmico para estructuras, esto se ha definido como el "acoplamiento de los niveles de rendimiento esperados con los niveles esperados de movimientos de tierra sísmicos" en el documento "Visión 2000", que ha tenido una influencia significativa en la filosofía de diseño sísmico reciente. En el documento de Visión 2000, se consideran cuatro niveles de rendimiento y cuatro niveles de excitación sísmica. (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

Los niveles de rendimiento se designan como:

- NIVEL 1: totalmente operacional.
Continúa la edificación en funcionamiento con daños insignificantes
- NIVEL 2: operativo.
Continúa la edificación en funcionamiento con menores daños en servicios no esenciales
- NIVEL 3: seguridad de vida.
Los daños son desde moderados a extensos, pero asegura la vida de los ocupantes del edificio.
- NIVEL 4: cerca al colapso.
La seguridad de la vida está en riesgo, el daño es grave, se evita el colapso estructural.

La relación entre los cuatro niveles de excitación sísmica y las probabilidades anuales de superación de cada nivel diferirán según la sismicidad local y la importancia estructural.

- EQ-I: 87% de probabilidad en 50 años: 33% de EQ-III
- EQ-II: 50% de probabilidad en 50 años: 50% de EQ-III
- EQ-III: aproximadamente 10% de probabilidad en 50 años.
- EQ-IV: aproximadamente 2% de probabilidad en 50 años: 150% de EQ-III.

La relación entre estos niveles de rendimiento y los niveles de diseño de terremotos se resume en la figura 7.

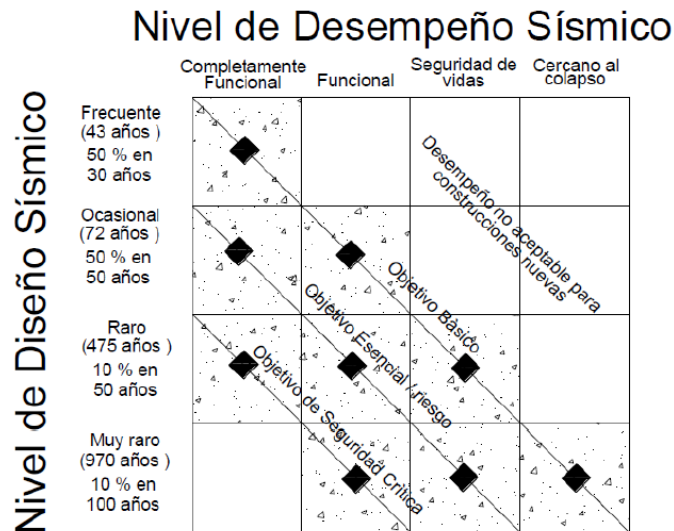


Figura 7. Objetivos de desempeño; Fuente: Visión 2000

Para un edificio que tenga un desempeño permisible con un acontecimiento de un sismo, debe ubicarse en cualquiera de los recuadros que están marcados las diagonales que se observa en la figura 7, estas diagonales marcadas son objetivos de desempeño. (Méndez Silva, 2011)

Objetivo básico: Las edificaciones de uso normal como residencias y oficinas deben resistir diferentes sismos de diseño.

Objetivo esencial: Es el desempeño mínimo aceptable para inmuebles cuya operación es crítica luego de un evento sísmico, como lo son hospitales, estaciones de bomberos, estaciones de policía, destacamentos militares, centros de control de emergencias o centros de comunicaciones.

Objetivo de seguridad crítica: Es el objetivo de desempeño para edificaciones que contienen grandes cantidades de material peligroso (centrales nucleares), la liberación de las cuales resultaría en un riesgo inaceptable para un amplio grupo de la población.

2.2.10.2.1. Estados límites de la estructura

a) Estado límite de servicio: Relacionado con el nivel de “completamente operacional” de visión 2000. No deben ser necesarias medidas correctivas significativas para una estructura que responde a este estado límite. No debe ocurrir desprendimiento del recubrimiento de hormigón, y aunque la fluencia del refuerzo debe ser aceptable en este estado limite, anchos de fisura residuales deben ser lo suficientemente pequeños de

modo que el mortero de inyección no es necesario. Este estado límite puede ser directamente relacionado a límites de deformación en las fibras extremas de compresión del concreto.

b) Estado límite de control de daño: Este no está directamente dirigido en el documento Visión 2000, pero es la base para la mayoría de las estrategias actuales de diseño sísmico. En este estado límite, una cierta cantidad de daño reparable es aceptable, pero el costo debe ser significativamente menor que el costo de reemplazo. Daños a edificios de concreto deben incluir reemplazo del recubrimiento del concreto debido a estallamiento, y la formación de anchas grietas de flexión residuales necesitando la inyección de mortero para evitar corrosión posterior. Fracturas del refuerzo transversal o longitudinal, o pandeo del refuerzo longitudinal no deben suceder, y el núcleo del concreto en regiones de rotulas plásticas no deben ser reemplazados.

c) Estado límite de supervivencia: Es importante que exista una reserva de capacidad por encima de la correspondiente al estado límite de control de daños, para garantizar que durante el temblor de tierra más fuerte considerado factible para el sitio, no se produzca el colapso de la estructura. La protección contra la pérdida de vidas es la principal preocupación aquí, y se le debe dar alta prioridad en la filosofía general del diseño sísmico. Es posible que deba aceptarse un daño extenso, en la medida en que no sea económica o técnicamente factible reparar la estructura después del terremoto.

2.2.10.3. Espectro de diseño de desplazamientos.

Como la figura 6 (b). Utiliza el espectro de respuesta de desplazamiento en lugar de un espectro de aceleración para determinar la resistencia al cortante basal requerido. Es posible generar el espectro de desplazamiento desde el espectro de respuesta de aceleración existente, suponiendo que el pico de respuesta es gobernado por las ecuaciones de respuesta de estado estacionario sinusoidal, pero esta suposición se vuelve cada vez más inexacta para periodos largos. La relación entre el desplazamiento y la aceleración se puede expresar como:

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

Donde:

g = es la aceleración debido a la gravedad.

$S_{A(t)}$ = Es expresada como múltiplo de g.

El diseño sísmico basado en desplazamientos, utilizando una representación de rigidez secante de respuesta estructural, requiere una modificación del espectro de respuesta elástico de desplazamientos para tener en cuenta la respuesta dúctil. La influencia de la ductilidad debe ser representada, ya sea directamente por el espectro de desplazamiento inelástico o por amortiguamiento viscoso equivalente para diferentes niveles de ductilidad “figura 8”. El uso del espectro modificado por diferentes niveles de amortiguamiento, requiere relaciones entre amortiguamiento y ductilidad para ser desarrollados para diferentes características estructurales historieticas, pero permite un espectro único de diseño para ser usado para todas las estructuras. El uso de espectro modificado por diferentes niveles de ductilidad es tal vez más directo, pero requiere los modificadores de ductilidad a ser determinados para cada regla historietica considerada. (Ordóñez, 2015)

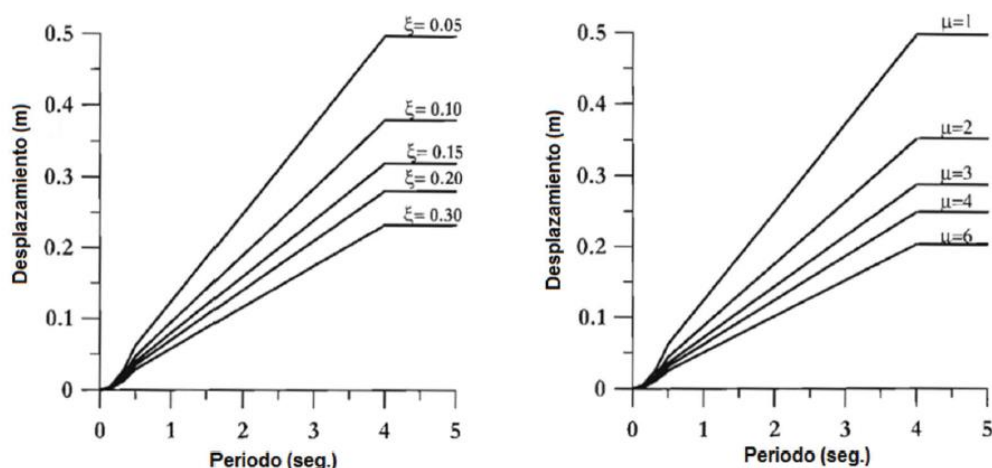


Figura 8. Representación de respuesta inelástica por espectros de respuesta de desplazamiento. a) Modificado por amortiguamiento viscoso equivalente; b) Modificado por ductilidad de desplazamiento; Fuente: (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007).

2.2.11. Modelo equivalente de un grado de libertad

Para esta parte del diseño, las estructuras de múltiples grados de libertad que requiere la determinación de las características de la estructura equivalente de un solo grado de libertad. Las características que requieren son el desplazamiento equivalente, masa equivalente y el amortiguamiento efectivo del sistema, cuando estos ya sean determinados el cortante basal de diseño de la estructura sustituta es determinado, luego este es distribuido entre las masas de la estructura real de múltiples grados de libertad

como fuerzas laterales, y la estructura es analizada con estas fuerzas y así determinar los momentos de diseño y los lugares de posibles rotulas plásticas.

2.2.11.1. Desplazamiento de diseño

Las características del desplazamiento de diseño de la estructura sustituta dependen de los estados límites de desplazamiento o derivas del miembro más crítico de la estructura real, y una forma de desplazamiento asumida para la estructura. Esta forma de desplazamiento es la que corresponde al primer modo inelástico en el nivel de diseño de la excitación sísmica. Así como los cambios de la forma elástica del primer modo que resultan de los cambios locales de rigidez del miembro causado por la acción inelástica en las rótulas plásticas son considerados en el inicio del diseño. Representando al desplazamiento por la forma inelástica en vez de la forma elástica, del primer modo que es consistente con las características de la estructura por su rigidez secante para la máxima respuesta. En efecto, las formas inelásticas y elásticas del primer modo son casi siempre similares. (Ordóñez, 2015)

Este diseño por desplazamiento viene dado por:

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (4)$$

Donde:

m_i Y Δ_i , son la masa y el desplazamiento de los “n” posiciones de masa significativas respectivamente. Para estructuras de múltiples pisos, estas normalmente en los “n” pisos de la estructura.

Donde los límites de deformación lideran, su desplazamiento del miembro crítico se determinará considerando la deformada máxima de concreto a compresión y la deformación del refuerzo a tensión, se expresan, las deformaciones en estado límite son ϵ_c y ϵ_s para compresión del concreto y tensión del acero respectivamente. Estas generalmente no ocurren seguidamente en la misma sección, ya que la profundidad del eje neutro c es fijada por la proporción del refuerzo, y la carga axial sobre la sección, es por eso que aparecen dos curvaturas de estado límite posibles, basadas en la compresión de concreto y la tensión del refuerzo respectivamente:

$$\phi_c = \epsilon_c / c \quad (\text{Compresión del concreto}) \quad (5)$$

$$\sigma_s = \epsilon_s / (d - c) \quad (\text{Tensión del refuerzo}) \quad (6)$$

El menor de σ_c y σ_s lidera el diseño estructural. El desplazamiento de diseño puede ser estimado mediante:

$$\Delta_d = \Delta_y + \Delta_p = \sigma_y (H + L_s)^2 / 3 + (\sigma_c - \sigma_y) L_p H \quad (7)$$

Donde σ es el menor de σ_c y σ_s , Δ_y es el desplazamiento de fluencia, H es la altura del elemento, L_s es la altura efectiva adicional representando los efectos de la deformación de penetración y L_p es la longitud de la rótula plástica. Si el estado límite tiene un límite de deriva no estructural especificado por código, θ_c el desplazamiento dado por la siguiente ecuación debe ser comparado y el menor de los desplazamientos dados por estas últimas ecuaciones de desplazamiento de diseño.

$$\Delta_d = \theta_c H \quad (8)$$

El desplazamiento de fluencia se requiere por dos razones.

- Primero, si las consideraciones estructurales definen el desplazamiento límite, el desplazamiento de fluencia y curvatura de fluencia deben ser conocidas.
- Segundo, con el fin de calcular el amortiguamiento viscoso equivalente la ductilidad de desplazamiento μ_Δ que depende del desplazamiento de fluencia.

Analíticamente para miembros de concreto reforzado, la curvatura de fluencia es esencialmente independiente del contenido de refuerzo y el nivel de carga axial, y solamente está en función de la deformación de fluencia y la profundidad de la sección.

$$\text{Columna rectangular de concreto} \quad \sigma_y = 2.10 \epsilon_y / h_c \quad (9)$$

$$\text{Muro rectangular de concreto} \quad \sigma_y = 2.00 \epsilon_y / l_w \quad (10)$$

2.2.11.2. Formas de desplazamiento

- Edificios aporticados; las siguientes ecuaciones, aunque aproximadas, han demostrado ser adecuadas para propósitos de diseño de edificios regulares:

$$\delta_i = H_i / H_n \quad \text{Para } n \leq 4 \quad (11)$$

$$\delta_i = \frac{4}{3} \frac{H_i}{H_n} \left(1 - \frac{H_i}{4H_n}\right) \quad \text{Para } n > 4 \quad (12)$$

Donde H_i y H_n son las alturas de nivel i y del techo nivel n , las formas de desplazamiento resultado de la ecuación para $n > 4$, proporcionan un mejor comportamiento entre el desplazamiento dado y los resultantes del análisis inelástico tiempo-historia para edificios más altos, en comparación con el perfil lineal apropiado para edificios más cortos.

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

$$\theta_y = \phi_y H_n / 2$$

Donde

$$\theta_y = 2\varepsilon_y / l_w$$

Luego

$$\theta_y = \varepsilon_y H_n / l_w$$

2.2.11.3. Masa efectiva

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

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d} \quad (13)$$

Típicamente la masa efectiva varía de aproximadamente el 70% de la masa total para muros estructurales de múltiples pisos a más del 85% para edificios aporticados de más de 20 pisos (Ordóñez, 2015)

2.2.11.4. Amortiguamiento viscoso equivalente

El procedimiento de diseño requiere relaciones entre la ductilidad de desplazamiento y su amortiguamiento viscoso equivalente. El amortiguamiento es la suma del amortiguamiento elástico y el histerético.

$$\xi_e = \xi_e + \xi_h \quad (14)$$

Donde el amortiguamiento histerérico ξ_h depende de la regla de histéresis apropiada para la estructura que está diseñándose. Cualitativamente para estructuras de concreto, la relación de amortiguamiento elástico es tomada como el 5% relacionada al amortiguamiento crítico.

Dos estudios independientes, basados en diferentes metodologías fueron utilizados para deducir los niveles de amortiguamiento viscoso equivalente.

El primero involucró el uso de un gran número de acelerogramas reales de sismos, en donde el amortiguamiento viscoso equivalente se calculó para cada registro, nivel de ductilidad y periodo efectivo, luego promediados sobre los registros para proporcionar una relación para una determinada regla, ductilidad y periodo.

El segundo estudio, usado una gama más amplia de reglas de histéresis fue basado en un número menor de acelerogramas espectrales compatibles artificiales donde los resultados del análisis elástico e inelástico fueron separadamente promediados, y comparados. En cada caso el amortiguamiento viscoso equivalente fue variado hasta que los resultados elásticos de la estructura substituta equivalente coincidan con el modelo de histéresis real. (Ordóñez, 2015)

Como la siguiente figura.

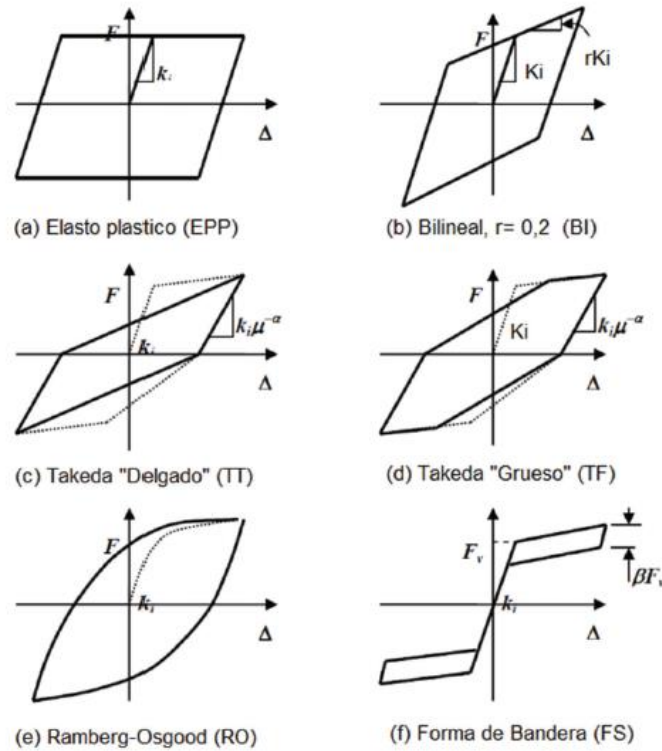


Figura 9. Reglas de histéresis consideradas en el análisis inelástico; Fuente: (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

Es posible incluir la dependencia del amortiguamiento elástico en el interior de la forma básica de la ecuación del amortiguamiento viscoso equivalente, con el supuesto habitual del 5% de amortiguamiento viscoso elástico, quedando así la relación ductilidad-amortiguamiento.

$$\xi_e = 0.05 + C \left(\frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right) \quad (15)$$

Donde el coeficiente C, varía entre 0.1 y 0.7 dependiendo de la regla de histéresis apropiada acorde al tipo de estructura y de material, así:

$$\text{Edificios con muros de concreto: } \xi_e = 0.05 + 0.444 \left(\frac{\mu - 1}{\mu} \right)$$

$$\text{Edificios aporcionados de concreto: } \xi_e = 0.05 + 0.565 \left(\frac{\mu - 1}{\mu} \right)$$

El factor de ductilidad de diseño en su forma habitual es:

$$\mu = \Delta_d / \Delta_y \quad (16)$$

Amortiguamiento del sistema se calcula con el amortiguamiento efectivo dependiendo de su sistema estructural y la demanda de ductilidad de desplazamiento, esto requiere la determinación de la demanda de ductilidad de desplazamientos de la estructura substituta. El desplazamiento de diseño Δ_d y el desplazamiento efectivo de fluencia Δ_y necesita ser interpolado del perfil de desplazamientos en fluencia, para pórticos es adecuado asumir que la deriva de fluencia es constante con la altura y por lo tanto el desplazamiento de fluencia es:

$$\Delta_y = \theta_y * H_e \quad (17)$$

Donde H_e es la altura efectiva que se determina con:

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (18)$$

2.2.12. Edificios de sistema dual (pared y pórticos) para DDBD

Los sistemas basados en pórticos y de elementos pared han considerado respectivamente el DDBD de los edificios de marco y pared. En muchos casos los edificios tendrán tanto marcos como muros que contribuyan a la resistencia sísmica como se muestra en las figuras.

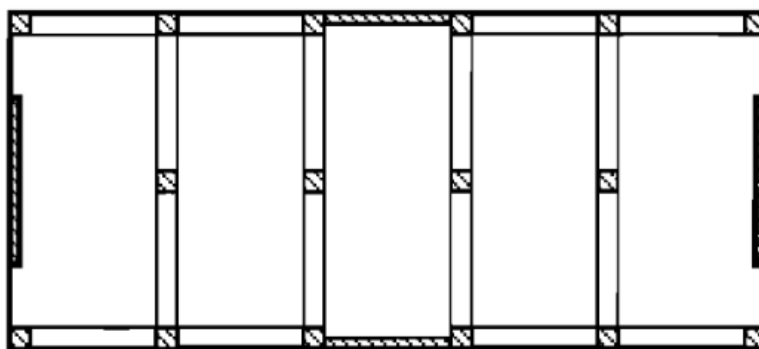


Figura 10. Vista en planta; Fuente: (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

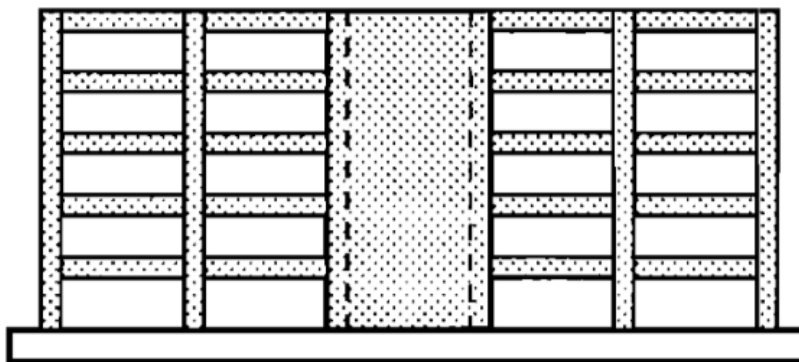


Figura 11. Modelo en dirección larga; Fuente: (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

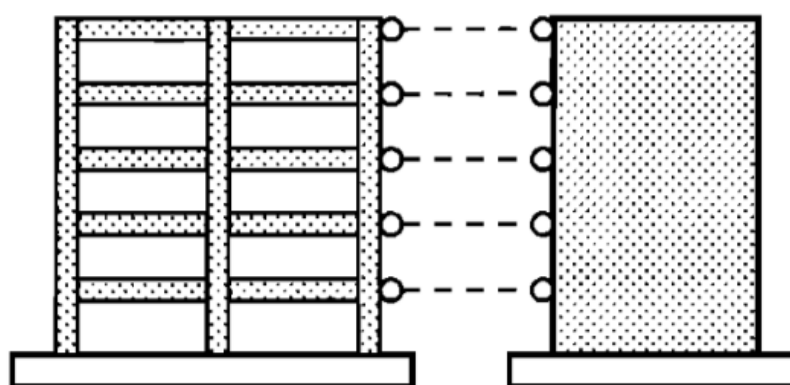


Figura 12. Modelo en dirección corta; Fuente: (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

En la dirección larga de la planta, el sistema estructural consiste en marcos de límites unidos integralmente a las paredes estructurales centrales por vigas resistentes al momento, algunas columnas de los marcos actúan como elementos de límite a las paredes. En la dirección corta, el sistema estructural consiste en paredes finales y marcos paralelos unidireccionales, las deformaciones laterales de los marcos y las paredes están limitadas a ser iguales por la rigidez en el plano del diafragma del piso, como lo sugieren los enlaces discontinuos en la figura 12, pero no hay transferencia de momento entre los marcos y las vigas. En el modelo de análisis descrito en la figura 12, las propiedades de resistencia y rigidez de cuatro marcos y dos paredes estarán representadas por el marco y la pared mostrados. (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

El comportamiento y el diseño de los sistemas de doble marco de pared tienen similitudes con el de los muros acoplados, que se consideraron en apartados anteriores.

2.2.13. Opciones preliminares de diseño

a) Relación de corte del marco.

La proporción β_f del total del cortante basal V_{Base} llevado por el marco está seleccionado. Por lo tanto:

$$V_F = \beta_f * V_B$$

$$V_w = (\beta_f - 1) * V_B$$

Donde

- V_F = Cortante sísmico tomado por el sistema de Marcos.
- V_w = Cortante sísmico tomado por los muros.
- V_B = Cortante sísmico Total.

b) Distribución vertical de la resistencia de las vigas

La segunda opción disponible para el diseñador es cómo se distribuye la resistencia del marco verticalmente. Dado que la respuesta de desplazamiento se controlará de manera efectiva por la rigidez de las paredes, existe poco peligro de que se desarrolle un mecanismo suave de desplazamiento del marco, y el diseñador tiene mucha más libertad de elección.

Distribución de la resistencia de la viga que da como resultado un corte constante del marco en todos los niveles. Esto implica que los marcos se cargan lateralmente mediante una carga de un solo punto a nivel del techo, igual a V_p como se muestra en la figura 13 (b), que se efectúa diseñando vigas en todos los niveles para una resistencia igual, excepto a nivel del techo, donde la viga la fuerza debe ser el 50% de la fuerza en otros niveles. Las fuerzas laterales transportadas por las paredes se encuentran restando la fuerza lateral del marco de las fuerzas laterales totales. Como se sugiere en la figura 13 (c), esto implica fuerzas laterales iguales a las fuerzas totales en todos los niveles, excepto el techo, donde la fuerza lateral a menudo estará en la dirección inversa. (Paulay , 2002)

Las fuerzas de corte resultantes de esta distribución de fuerzas laterales se muestran en las siguientes de la figura 13 (d) y (f).

2.2.14. Perfiles de momento para marcos y paredes

Los momentos de volteo en muros, así como a lo largo de la altura, se hallan sustrayendo el perfil de momentos de los pórticos del total de toda la estructura, tal como se presenta en las figuras 13 (g) a la 13 (i), esto implica que en los niveles superiores se presente una inversión de signos en los momentos y por tanto se establezca la altura H_{CF} , de relevancia para determinar el desplazamiento de los muros. Este comportamiento es característico para este sistema, debido a la interacción entre los marcos y los muros.

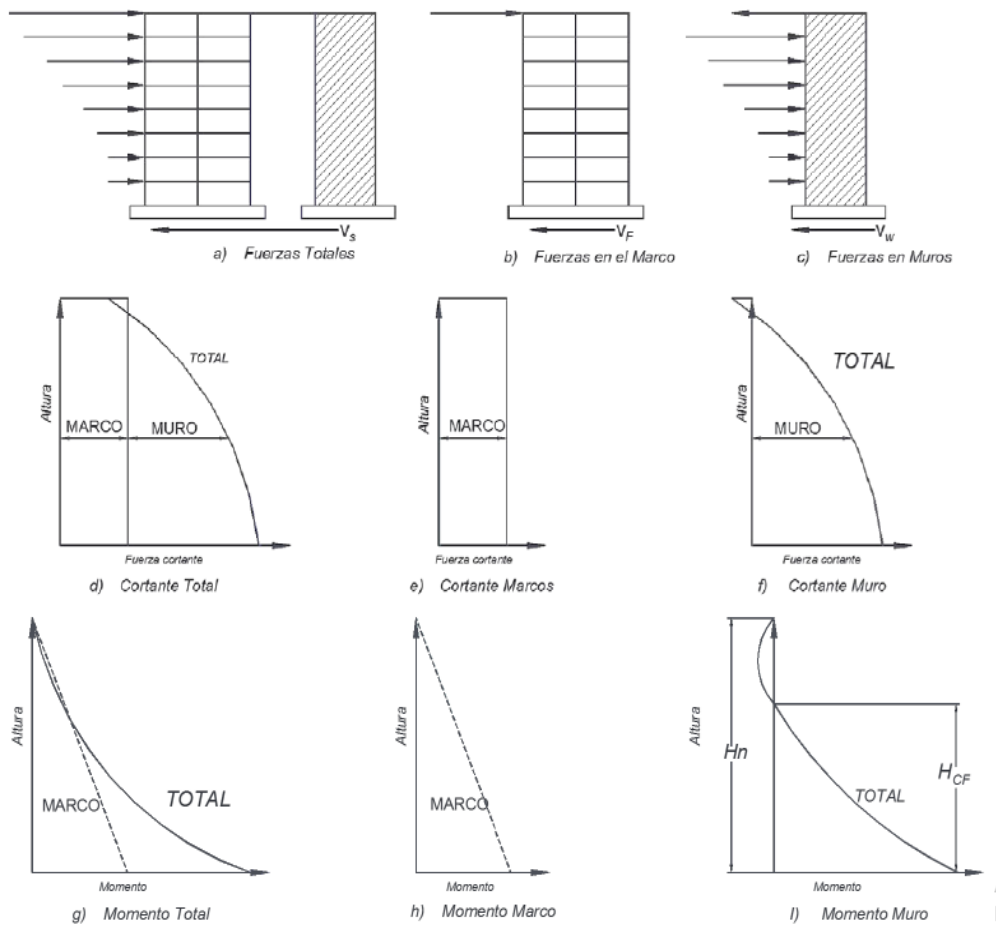


Figura 13. Distribución del cortante basal y momento de volteo. (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

Es útil en esta etapa considerar la distribución de los momentos inducidos en el cuadro por V_f , como se ilustra en la figura 14. Aquí asumimos que todos los cuadros en una dirección dada son idénticos, y los cálculos se relacionan con la fuerza combinada de todos los cuadros. También asumimos un punto de contra flexión a alturas medias de

columna en cada piso. Inicialmente suponemos que todas las alturas de los pisos son iguales en H_s en cada piso, la suma de las cizallas de la columna es:

$$\sum VC = V_1 + V_2 + V_3 = \sum VF \quad (19)$$

La consideración del equilibrio de momento en los centros de unión de viga / columna requiere para una altura de piso constante H_s que la suma de todos los momentos del extremo de la viga en todos los niveles, excepto el nivel del techo, medido en las líneas centrales de la columna debe ser

$$\sum M_{bi} = M_{i,1} + M_{i,2} + M_{i,3} + M_{i,4} = \sum V_c H_s \quad (20)$$

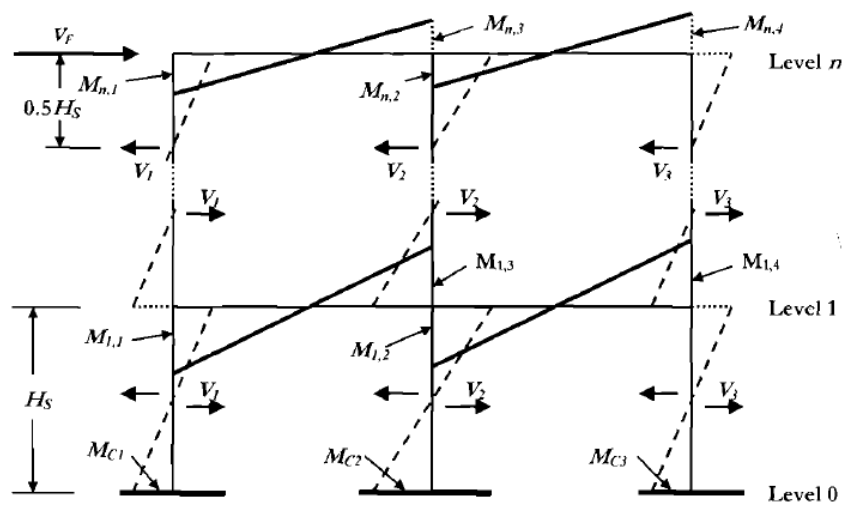


Figura 14. Distribución de momentos generados por el cortante basal V_f ; Fuente: (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

A nivel del techo, la suma de los momentos de la viga debería ser idealmente la mitad de la dada por la ecuación anterior, ya que la entrada de momento desde las columnas en los centros de unión es el 50% de la de otros niveles. Si no se adopta esta sugerencia, la cizalla transportada por la columna en el piso superior será mayor que en otros pisos, a menos que la resistencia a la flexión de la columna se reduzca para proporcionar una bisagra de la columna en el momento adecuado. Sin embargo, es poco probable que un exceso de resistencia de las vigas a nivel del techo, especialmente en edificios de más de (digamos) 10 pisos, afecte negativamente el rendimiento. Los momentos base de la columna se rigen por:

$$\sum M_C = \sum \frac{V_c H_s}{2} = 0.5 V_F H_s$$

$$M_C = 0.5V_iH_S$$

2.2.15. Perfiles de momento cuando marcos y muros están conectados por vigas de enlace

La discusión anterior se refiere a la situación en la que los marcos y las paredes no están unidos por vigas de enlace. Por lo tanto, se aplica al diseño y la respuesta en la dirección corta de la figura 12. Pero debe modificarse para la dirección larga, donde las vigas se enmarcan en los bordes de las paredes. El marco de dos bahías de la figura 14. Ahora se modifica conectándolo a una pared mediante vigas de enlace en la figura 12. Tenga en cuenta que esto no representa la dirección larga de la figura 11. Donde la pared es central y está unida a ambos lados a los marcos de dos compartimentos. En la figura 15 (a) se muestra una viga típica junto con el perfil del momento de la viga. Si la cizalladura transportada por los marcos todavía está dada por la ecuación anterior, entonces el examen del equilibrio en las juntas muestra que la ecuación (20) necesita modificación mediante la adición del momento M_{br} en el extremo derecho de la viga de enlace desde esto contribuye al equilibrio conjunto de la columna izquierda. Para capacidades iguales de momento positivo y negativo en las vigas, la capacidad requerida de momento del haz, medida en los centros de unión, es

$$M_b = V_F H_S / n_{be} \quad (21)$$

En esta ecuación n_{be} es el número de vigas que llega al nudo del pórtico. En el caso de la figura 13, $n_{be} = 5$. Cuando se incrementa los momentos en los extremos de vigas, en el centro del muro se incrementa un momento para equilibrar la reacción del pórtico en el muro:

$$M_{b,wall} = M_{b,l} + \frac{(M_{b,l} - M_{b,r})l_{w,cl}}{L_b} \quad (22)$$

El momento $M_{b,l}$ es el momento al elemento borde que conecta al muro, y la distancia $L_{w,cl}$, es la distancia desde el punto hasta el centroide del muro.

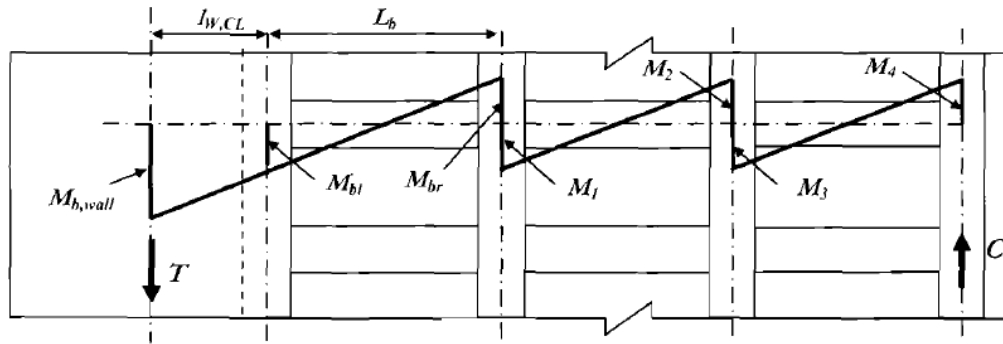


Figura 15. Incremento de momentos en muros con las vigas conectadas; Fuente: (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

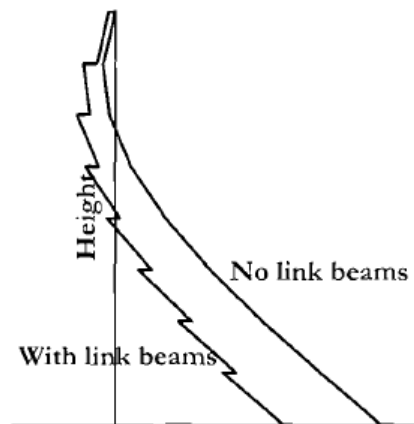


Figura 16. Influencia de las vigas conectadas en los perfiles de momento en los muros; Fuente: (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

La figura 15, se observa la influencia de la unión entre 2 sistemas estructurales en el perfil de momento estructural. Debido a que el momento inducido por el marco en el muro va en dirección opuesta a los momentos del muro, se observa que la demanda se disminuye en la base de los muros, pero se incrementa en los niveles superiores de la estructura.

2.2.16. Perfiles de desplazamiento

(a) Perfil de desplazamiento de rendimiento:

En la situación normal, donde las paredes transportan al menos el 50% de la fuerza de corte total de la base del edificio, el patrón de desplazamiento en el rendimiento está dictado efectivamente por el perfil del momento de la pared. Como se ha discutido en relación con los lamentos acoplados, es razonable representar el perfil de curvatura de la pared como lineal desde la curvatura de fluencia en la base hasta cero en el punto de contraflexión. También es razonable y conservador suponer que la curvatura por encima

del punto de contraflexión es cero cuando se determinan los desplazamientos del rendimiento del piso. Sobre la base de estos supuestos, el perfil de desplazamiento de rendimiento se puede encontrar a partir del análisis estándar de momento-área como:

$$\Delta_{yi} = \phi_{yW} \left(\frac{H_i^2}{2} - \frac{H_i^3}{6H_{CF}} \right) \quad \text{Para } H_i \leq H_{CF} \quad (23)$$

$$\Delta_{yi} = \phi_{yW} \left(\frac{H_{CF}H_i}{2} - \frac{H_{CF}^2}{6} \right) \quad \text{Para } H_i > H_{CF} \quad (24)$$

Donde ϕ_{yW} es la curvatura del rendimiento en la base de la pared.

(b) Perfil de desplazamiento de diseño:

Es razonable suponer que los límites de deformación del marco no serán críticos para determinar el perfil de desplazamiento de diseño. Por lo tanto, los desplazamientos de diseño estarán limitados por tensiones de material en las bisagras plásticas de la pared o (más comúnmente) por limitaciones de deriva. Al igual que con las paredes acopladas, las desviaciones serán máximas a la altura de contraflexión, H_c .

(i) Las deformaciones del material de la base de la pared gobiernan:

Las curvaturas de estado límite de la Sección 6.2.1 (c) del libro de Priestley (2007) pueden usarse directamente. El perfil de desplazamiento de diseño es este.

$$\Delta_{di} = \Delta_{yi} + (\phi_{is} - \phi_{yW})L_p H_i \quad (25)$$

Donde L_p es la longitud de la rótula plástica.

$$\theta_{CF} = \frac{\phi_{yW}H_{CF}}{2} + (\phi_{is} - \phi_{yW})L_p \quad (26)$$

(ii) La deriva del código gobierna:

Si la deriva a la altura de contraflexión dada por la ecuación anterior, excede el límite de deriva del código θ_{CF} , entonces las desviaciones del código regiran el diseño, y el perfil de desplazamiento del diseño se definirá por:

$$\Delta_{di} = \Delta_{yi} + (\phi_c - \phi_{yW}H_{CF}/2)H_i \quad (27)$$

(iii) Corrección para la amplificación de deriva:

Este trabajo fue realizado por Sullivan , Priestley , & Calvi (2006), ha demostrado que los efectos de modo más altos pueden amplificar las desviaciones por encima de los

objetivos de diseño implicados por el perfil de desplazamiento de diseño de primer modo para edificios con un gran número de pisos, y donde β_F es alto. Para estos casos recomiendan reducir el límite de deriva con la ecuación anterior, multiplicando por un factor de reducción de deriva ω_ϕ :

$$\phi_{CD} = \phi_C \omega_\phi = \phi_C \left(1 - \left(\frac{n-5}{100}\right) \left(\frac{M_{OTM,F}}{M_{OTM}} + 0.25\right)\right) \quad (28)$$

Donde, $M_{OTM,F}$ es el momento de resistencia total proporcionado por los marcos en la base M_{OTM} es el momento de vuelco total en la base y “n” es el número de pisos. Esta corrección factor tendrá influencia insignificante de $n \leq 10$

(iv) Desplazamiento de estructura sustituta de diseño:

El desplazamiento de diseño de la estructura sustituta SDOF viene dado por:

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_{Di}^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (29)$$

(c) Muros que responden elásticamente y límites de ductilidad de diseño:

La Sección 6.3 del libro de Priestley, Calvi, & Kowalsky (2007), investigó la demanda de ductilidad máxima factible para muros tipo vela basada en los límites de deriva especificados por código que se desarrollan a nivel del techo. Estos son demasiado conservados para edificios con doble marco de pared donde la deriva crítica se produce a la altura de la contraflexión, H_f . Por ejemplo, la relación de aspecto desarrollada en las ecuaciones (6.12) y (6.13) de la misma, por encima de la cual una pared debe diseñarse para una fuerza de respuesta elástica los niveles deben ser reemplazados por:

$$\frac{H_{CF}}{l_W} = \frac{\theta_C}{\varepsilon_y} \quad (30)$$

Es decir, la relación de aspecto está relacionada con la altura de contraflexión en lugar de la altura total del edificio. No es posible definir de forma única una relación entre la relación de aspecto de pared y la demanda de ductilidad de diseño máxima para un límite de deriva de código dado, como se proporciona en la figura 17 para paredes en voladizo, ya que la relación también depende de la altura de contraflexión. Sin embargo, los datos en la figura 17 forman un límite inferior conservado para marcos de pared duales.

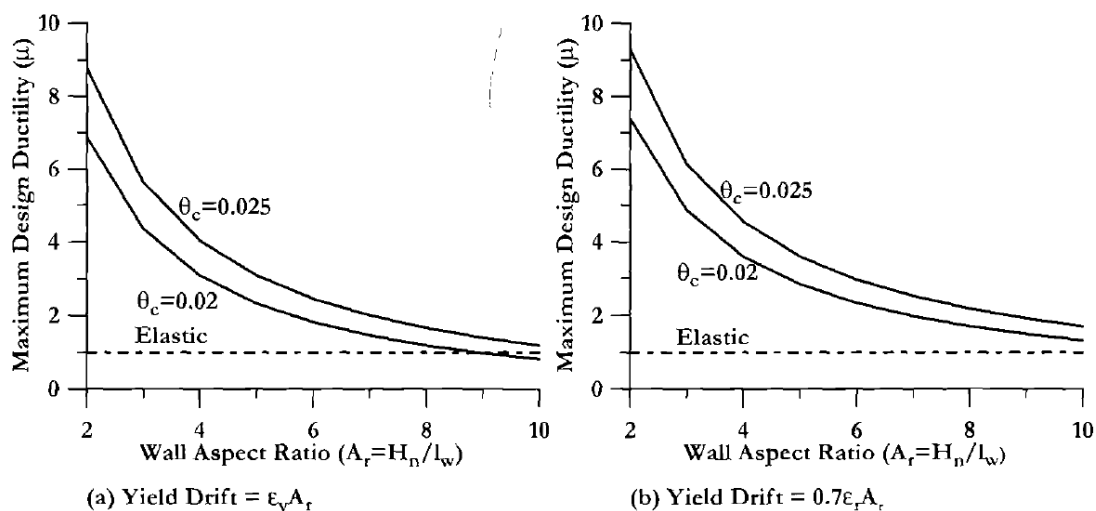


Figura 17. Ductilidades máximas de diseño para muros en voladizo ($\epsilon_y=0.00225$), basado en las especificaciones de derivas límites; Fuente: (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

2.2.17. Amortiguamiento viscoso equivalente

La amortiguación viscosa equivalente que se utilizará en el DDBD deberá ser un promedio ponderado de la amortiguación proporcionada por los marcos y las paredes, cada uno de los cuales tiene diferentes demandas de ductilidad de desplazamiento. Sullivan han demostrado que para los marcos de pared la ponderación debe estar relacionada con el momento de resistencia total de la base, proporcionado por los diferentes elementos estructurales, que se muestran en la figura. 13 (h) e (i). La amortiguación elástica equivalente que se utilizará en el diseño es, por lo tanto:

$$\xi_{SYS} = \frac{\xi_W M_{OTM,W} + \xi_F M_{OTM,F}}{W_{OTM}} \quad (31)$$

donde ξ_W y ξ_F son las amortiguaciones asociadas con la pared dúctil y la respuesta del marco, respectivamente. Estos requieren que las demandas de ductilidad de pared y marco se evalúen por separado.

2.3. Definición de conceptos

2.3.1. Amortiguamiento equivalente:

Es la combinación del amortiguamiento elástico y el amortiguamiento debido a la energía histerética absorbida durante la respuesta inelástica

2.3.2. Descripción del método de diseño basado en fuerzas

El método tradicional de diseño de análisis sísmico elástico donde se describe en la mayoría de códigos sísmicos en los que determinan fuerzas horizontales de diseño

basados en las propiedades estáticas y dinámicas. Este método caracteriza la estructura en términos de la rigidez inicial y del amortiguamiento elástico, además, no contempla de forma explícita la compatibilidad entre el factor de reducción y el máximo desplazamiento permitido en la estructura para limitar daños estructurales o no estructurales. (Moreno Gonzales & Bairán, 2011)

2.3.3. Descripción del método de diseño basado en desplazamientos

Es un método de diseño sísmico por desempeño de las estructuras y se basa en espectros de desplazamientos, define la estructura como un oscilador equivalente de un grado de libertad (SDOF). Este método caracteriza la estructura en términos de la rigidez efectiva o secante en el desplazamiento máximo. Con éste, se determina la fuerza basal para la que debe ser dimensionada la estructura dado un desplazamiento. La capacidad de disipación no lineal de la fuerza sísmica se evalúa de forma explícita para el desplazamiento de diseño alcanzado teniendo en cuenta la pérdida de rigidez, la demanda de ductilidad y el tipo de ciclo de histéresis. (Moreno Gonzales & Bairán, 2011)

2.3.4. Diseño sísmico por desempeño

El diseño por desempeño es proyectar criterios de aceptación para diseño y análisis de estructuras, con el fin de conocer el comportamiento deseado estructural y no estructural conjuntamente con los niveles de daño y niveles de seguridad establecidos.

2.3.5. Ductilidad

Es el desempeño o capacidad de una estructura en rango no lineal, que se expresa como una relación entre la máxima deformación inelástica y la deformación de fluencia.

2.3.6. Espectro de desplazamientos:

Es una gráfica en la cual se resumen los desplazamientos máximos de múltiples sistemas elásticos de un grado de libertad, con diferente periodo, un mismo amortiguamiento y sometidos a diversos registros de aceleración característicos de la zona.

2.3.7. Espectro de aceleraciones:

Es una gráfica en la cual se resumen las aceleraciones máximas de todos los posibles sistemas de un grado de libertad, con diferente periodo, un mismo amortiguamiento y sometidos a diversos registros de aceleración característicos de la zona.

2.3.8. Masa equivalente:

Es el valor de la masa de la estructura real transformada en un valor equivalente para un sistema de un grado de libertad, se debe hacer esta conversión ya que, en la estructura real, la masa está distribuida en toda la altura, en cambio en el SDOF la masa se concentra en un solo punto.

2.3.9. Rigidez secante (k_e):

Es la rigidez de un sistema de grado de libertad con la cual el desplazamiento de diseño (δ_d) alcanzará a desarrollar el cortante basal requerido (V_d)

2.3.10. Sismo resistencia.

Es la cualidad o condición que se le destina a las estructuras con el propósito de salvaguardar la vida y proteger la misma estructura. Esta cualidad se desarrolla cuando las técnicas de diseño y configuraciones geométricas estructurales se construyen y diseñan con una apropiada estructuración, con materiales y dimensiones óptimas con una proporción y resistencia suficiente para aguantar las fuerzas de movimiento sísmico

2.3.11. Sistema de un grado de libertad (SDOF):

Representación de una estructura por medio de un modelo consisten en un péndulo invertido en el que toda la masa de la estructura se concentra en un solo punto, siendo este punto el extremo del elemento vertical y la zona más alejada del apoyo; con el fin de simular el comportamiento de la estructura en su estado límite.

CAPÍTULO III

3.1. HIPÓTESIS

3.1.1. Hipótesis general

Evaluando mediante un enfoque basado en desplazamientos, permite diseñar estructuras en forma racional el diseño sísmico de un edificio dual de concreto armado de la ciudad de Tacna.

3.1.2. Hipótesis específicas

- a) Determinando el desplazamiento de diseño sísmico y sistema equivalente de un grado de libertad de un edificio dual de concreto armado, permitirá tener un comportamiento sísmico estructural apropiado.
- b) Determinando el amortiguamiento viscoso en función a las demandas de ductilidad, permite tener el desplazamiento de diseño sísmico de un edificio dual.
- c) Determinando la rigidez requerida y cortante basal, utilizando un espectro de desplazamiento permite mejorar el diseño sísmico.

3.2. VARIABLES

3.2.1. Identificación de la variable independiente

Modelo estructural del edificio dual

3.2.1.1. Indicadores

- Desplazamientos
- Deformación
- Fuerzas

3.2.1.2. Escala de medición

- Comportamiento sísmico

- Sismo de diseño

3.2.2. Identificación de la variable dependiente

Diseño basado en desplazamientos

3.2.2.1. Indicadores

- Niveles de desempeño
- Amortiguamiento viscoso equivalente
- Estabilidad estructural

3.2.2.2. Escala de medición

- Sistema equivalente de un grado de libertad
- Resistencia lateral requerida

3.3. TIPO Y DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

Esta investigación es de tipo básica con enfoque cuantitativa ya que expresa nuevos conocimientos de manera metódica y sistémica, con la finalidad de dar a conocer nuevos conocimientos.

3.4. NIVEL DE INVESTIGACIÓN

El diseño de investigación es de nivel Descriptivo-Explicativo.

3.5. ÁMBITO Y TIEMPO SOCIAL DE LA INVESTIGACIÓN

3.5.1. Ámbito social

Se tomará un diseño de un edificio de altura típica de la ciudad de Tacna ubicado en la Av. Bolognesi destinado para un restaurant – Bar Karaoke

3.5.2. Tiempo social

Se realizará en los intervalos de agosto a noviembre de 2019

3.6. POBLACIÓN Y MUESTRA

3.6.1. Unidad de estudio

Esta investigación solo analizara un edificio ubicado en la ciudad de Tacna

3.6.2. Población

Edificios de la ciudad de Tacna

3.6.3. Muestra

Esta investigación está conformada por un muestreo por conveniencia ya que se elegirá un edificio con altura típica de la ciudad de Tacna.

3.7. PROCEDIMIENTO, TÉCNICAS E INSTRUMENTOS

3.7.1. Procedimiento

- Se realizará un análisis del método propuesto con toda la información obtenida y un estudio de los trabajos ya investigados anteriormente.

- Aplicación del método propuesto a la estructura a evaluar y posteriormente la interpretación de resultados.

3.7.2. Técnicas

- La técnica a desarrollar será la recopilación de información de los métodos planteados por diversos autores, exclusivamente se estudiará las normas y códigos que dicta el libro de “Displacement-Based Seismic Design of Structures” de (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007).

3.7.3. Instrumentos

- Para este trabajo se utilizará los planos de la edificación a evaluar.

- Se manejará el uso de herramientas computacionales como hojas Excel y softwares aplicados a las estructuras

CAPÍTULO IV

RESULTADOS

4.1. DESCRIPCIÓN DEL TRABAJO DE CAMPO

4.1.1. Definición de la estructura

La estructura a considerar para hacer el uso del método de diseño basado en desplazamientos propuesto por Priestley y otros (2007), es un edificio de pórticos con muros de corte, el edificio está destinado de uso para restaurante bar-karaoke con una configuración en planta y elevación, lugar de construcción en la ciudad de Tacna con comportamiento por solicitaciones del tipo de fuerzas gravitacionales y fuerzas sísmicas. La configuración estructural se muestra en la figura 18 y 19 el cual se observa la distribución en planta y en elevación del edificio destinado a la aplicación del método de diseño basado en desplazamiento DDBD.



Figura 18. Elevación Frontal dual; Fuente: (Elaboración propia)

El edificio tiene una elevación definida con altura de entre piso de 3.5 metros con 3 niveles con altura total de 10.5 metros.

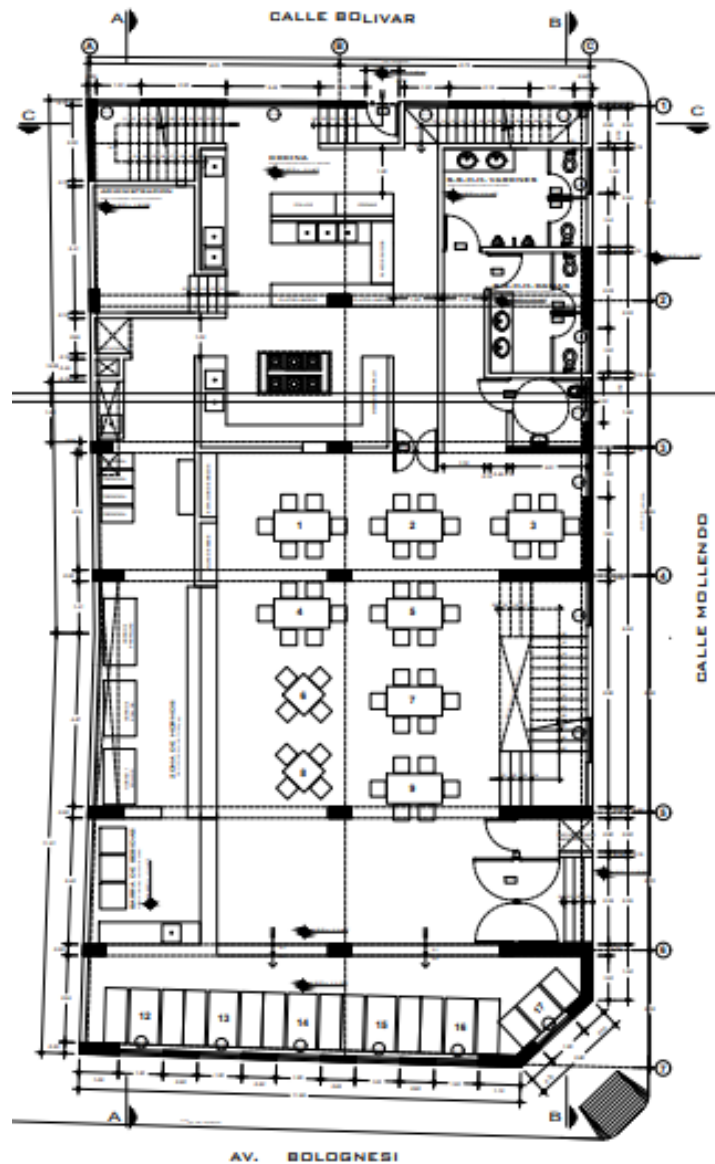


Figura 19. Plano en planta del edificio; Fuente: (Elaboración propia).

El edificio tiene una planta definida por 3 vanos de distancias indicadas en el plano en la dirección “X” y en la otra dirección tenemos 7 vanos en “Y”.

4.1.2. Geometría del edificio

*Tabla 1.
Características del edificio*

CARACTERÍSTICA DEL EDIFICIO	
Altura por piso	3.5
Número de pisos	3
Altura total	10.5
Luz entre vanos del eje X	2.40 y 4.20
Luz entre vanos del eje Y	2.6 y 3.7
Dimensión en planta	349.74
Perímetro del edificio en planta	78.06

Esta tabla muestra las características que contiene la edificación a evaluar;
Fuente: (Elaboración propia)

4.2. DISEÑO DE PRESENTACIÓN DE LOS RESULTADOS

4.2.1. Método de diseño por fuerzas

4.2.1.1. Método estático

4.2.1.1.1. Definición de la acción sísmica

Para definir la acción sísmica, se debe establecer las fuerzas laterales que se obtienen a distribuir adecuadamente el cortante basal de diseño en el edificio, y que de acuerdo a la norma técnica de edificaciones se consideran los siguientes lineamientos para el cálculo de la estructura.

- Parámetros sísmicos:

*Tabla 2.
Parámetros sísmicos de la ciudad de Tacna*

Z=	0.45	ZONA 4
U=	1.30	SE CONSIDERÓ IMPORTANTE
C=	2.50	T < TP
S=	1.00	S1
R=	7.00	COEFICIENTE "R"

Las especificaciones que dictan la norma E.030 según lugar de origen;
Fuente: (Elaboración propia)

- Cortante basal de diseño:

$$Z*U*C*S/R = 0.27$$

$$V_b = 211.15$$

- Para el cálculo de “C”

*Tabla 3.
Propiedades estáticas según la norma E.030*

$h_n=$	10.50	Altura Total del Edificio
$T=$	0.27	Según Software
$T_p=$	0.40	Perfil de suelo S1
$T_L=$	2.50	Perfil de suelo S1

Características para hallar el coeficiente de amplificación sísmica; Fuente:
(Elaboración propia)

- Para el cálculo de “R”

*Tabla 4.
Factor de reducción sísmica según la norma E.030*

PARA CALCULO DE "R"		
$R_0=$	6.00	MUROS ESTRUCTURALES
$I_a=$	0.9	IRREGULARIDAD
$I_p=$	1.00	SIN IRREGULARIDAD

Según las características de la estructura propuesta se determinó mediante la norma E.030, con el factor de reducción ya corregido y amplificado; Fuente:
(Elaboración propia)

Con los datos anteriores se obtienen los puntos del espectro y se construye el espectro de aceleración el cual se muestra en la figura 20.

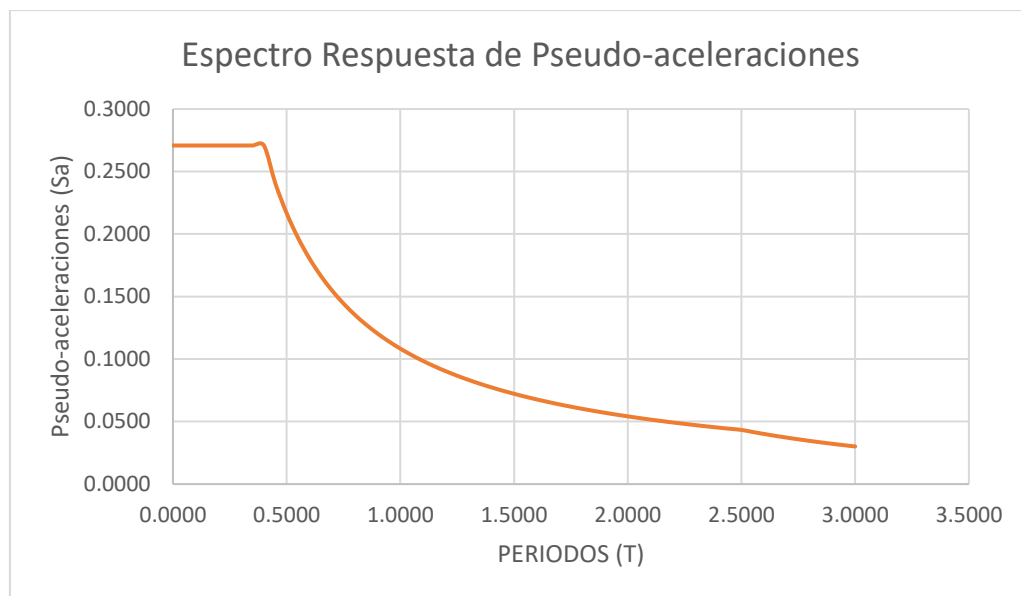


Figura 20. Espectro de aceleración; Fuente: (Elaboración propia).

4.2.1.1.2. Modelización del edificio

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

Se consideraron las siguientes características:

- Resistencia especificada a la compresión del concreto, $f'c$: 210 kg/cm²
- Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo, $f'y$: 4200 kg/cm²
- Peso específico del hormigón: 2400 kg/m³
- Módulo de Poisson: 0.2
- Módulo de elasticidad del concreto: $15000\sqrt{f'c}$

Equivalencia de loza maciza:

$$I = \frac{b * h_e^3}{12}$$

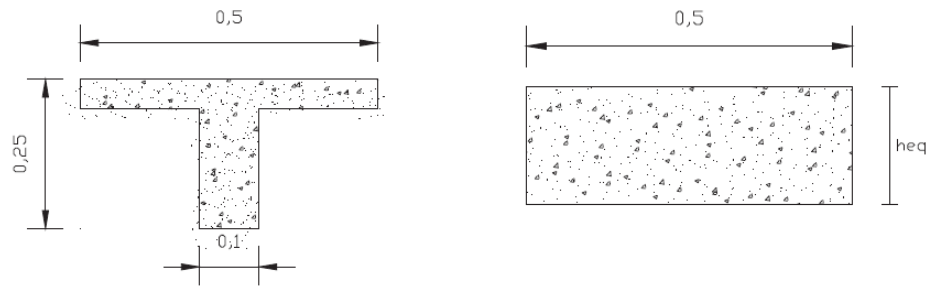


Figura 21. Inercia equivalente de losa aligerada a losa maciza; Fuente: (Elaboración propia).

Una vez establecida la geometría de los edificios, las propiedades de los materiales constitutivos y las dimensiones de los elementos estructurales tipo vigas, columnas, muros y losas se tiene el siguiente modelo:

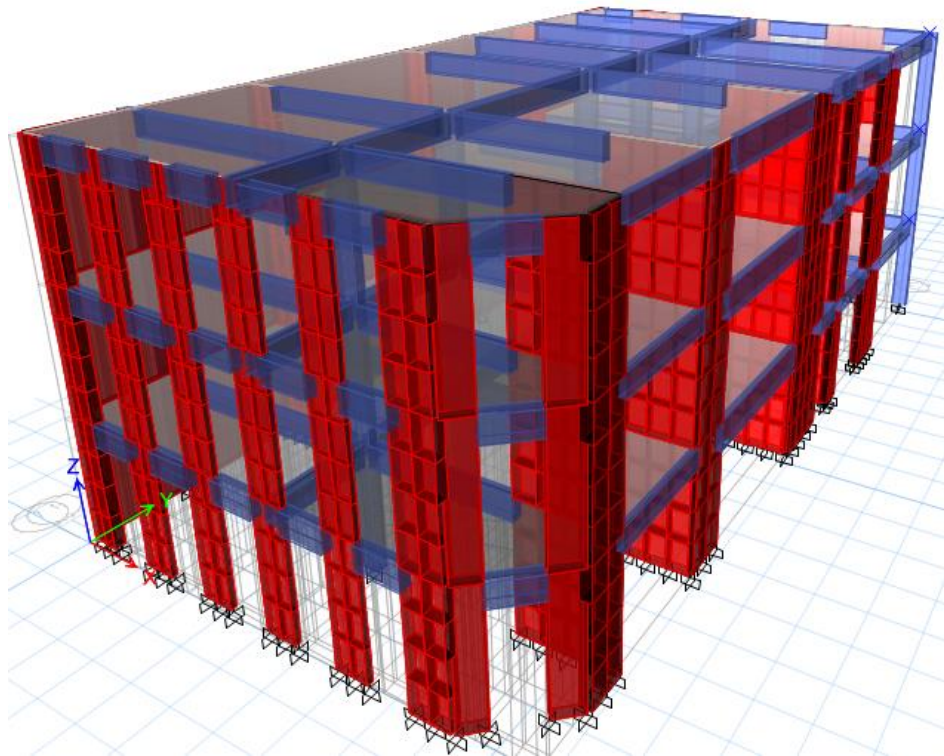


Figura 22. Modelo estructural del edificio a evaluar; Fuente: (Elaboración propia)

- Periodo de la estructura

El periodo de la estructura basado en la norma E.030 con los datos ya descritos en este trabajo se obtiene:

Tabla 5.
Resultados de masa participativa y periodos del modelo

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0.233	0.5509	0.0923	0	0.5509	0.0923
Modal	2	0.167	0.1851	0.5382	0	0.7359	0.6306
Modal	3	0.13	0.0353	0.2157	0	0.7712	0.8463
Modal	4	0.062	0.1146	0.0305	0	0.8858	0.8768
Modal	5	0.051	0.0382	0.0943	0	0.924	0.9711

Datos obtenidos del software para hallar el periodo en ambas direcciones; Fuente: (Elaboración propia).

$$T_x = 0.23$$

$$T_y = 0.27$$

- Derivas del modelo

Tabla 6.
Derivas máximas en ambas direcciones del modelo

Pisos	X	Y
3	0.00319	0.00117
2	0.00330	0.00136
1	0.00189	0.00090

Derivas obtenidas del modelo estructural; Fuente: (Elaboración propia)

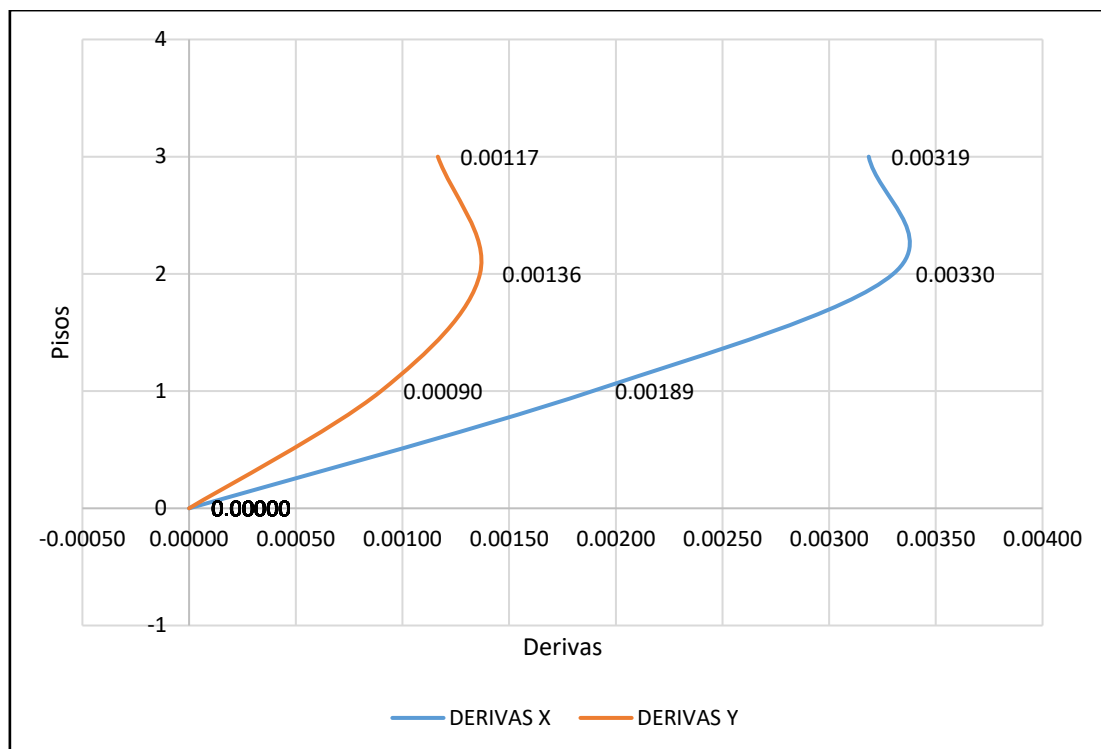


Figura 23. Gráfico de derivas en ambas direcciones; Fuente: (Elaboración propia)

- Verificación de sistema estructural

Tabla 7.

Porcentajes actuantes de los elementos estructurales

Verificación de R en ambas direcciones			
			Rox
Elementos	Cortante	%	
COLUMNAS	12.13670	6.84%	6.00
MUROS	165.23000	93.16%	
			Roy
Elementos	Cortante	%	
COLUMNAS	4.00000	2.81%	6.00
MUROS	138.60000	97.19%	

Con los resultados obtenidos, se muestra que el edificio modelado es de sistema de muros estructurales según la norma E.030; Fuente: (Elaboración propia)

Con los resultados obtenidos del modelamiento del edificio, nos muestra que es un sistema de muros estructurales por lo que no representa de utilidad para lo que se pretende demostrar en esta tesis. Es por ello que se adaptó la edificación para propósitos demostrativos, no dando mucha variación en el modelo y quedando de la siguiente manera:

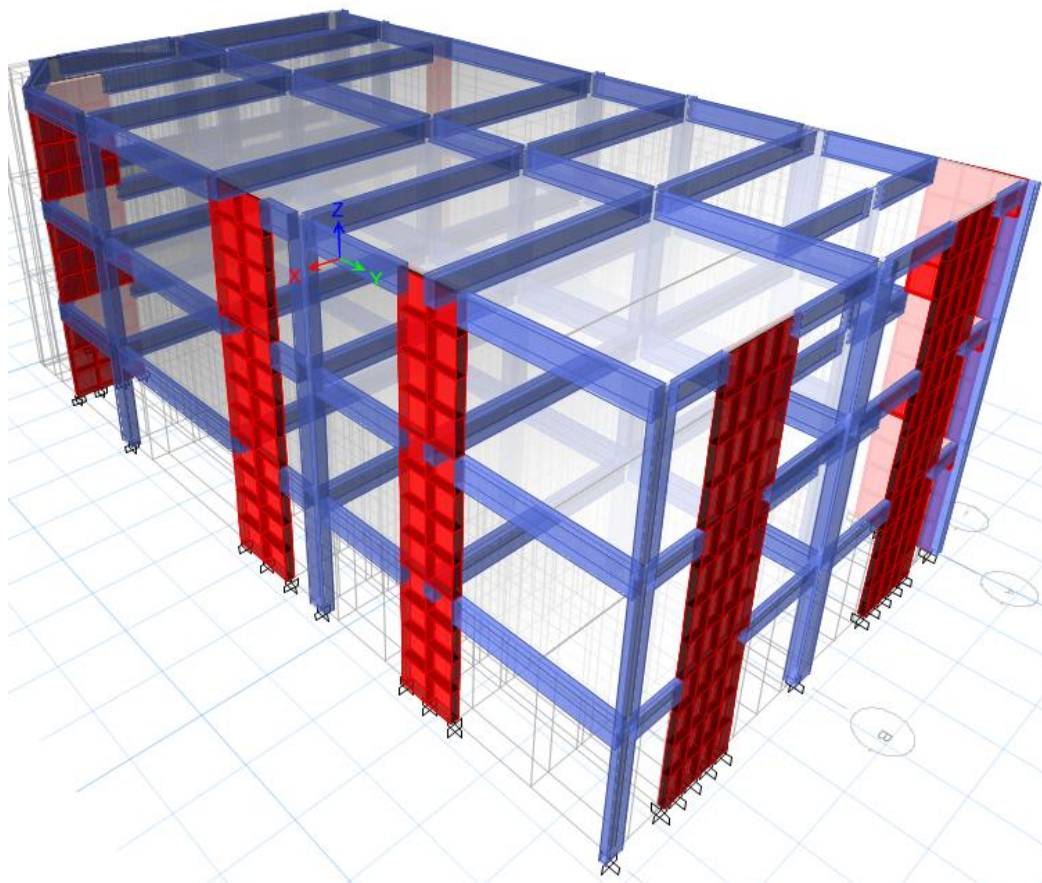


Figura 24. Modelo de sistema dual adaptado; Fuente: (Elaboración propia).

Tabla 8.
Derivas máximas en ambas direcciones del modelo

Pisos	X	Y
3	0.00584	0.00576
2	0.00622	0.00643
1	0.00359	0.00399

Derivas obtenidas del modelo estructural adaptado; Fuente: (Elaboración propia)

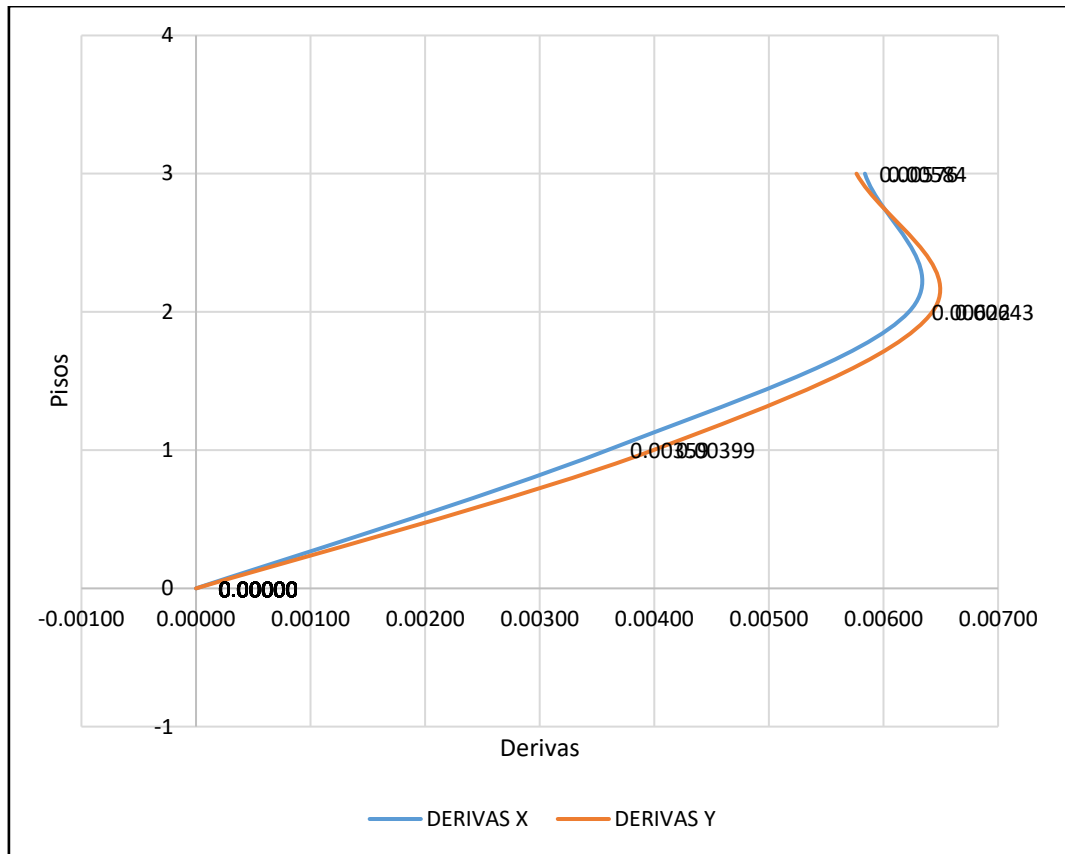


Figura 25. Gráfico de derivas en ambas direcciones del modelo adaptado; Fuente: (Elaboración propia)

Del modelo matemático se tomaron los cortantes siguientes:

Tabla 9
Resultados en la dirección X del modelo adaptado

PISOS	PESO	CORTANTES
PISO 3	431.736	-85.0362
PISO 2	1079.4517	-165.7846
PISO 1	1727.1674	-206.1588

Cortantes y peso por piso en dirección X; Fuente: (Elaboración propia)

Tabla 10.
Resultados en la dirección Y del modelo adaptado

PISOS	PESO	CORTANTES
PISO 3	431.736	-85.0362
PISO 2	1079.4517	-165.7846
PISO 1	1727.1674	-206.1588

Cortantes y peso por piso en dirección Y; Fuente: (Elaboración propia)

Con los resultados obtenidos con el software Etabs, el peso sísmico obtenida para la dirección X es 986.8777 Ton., por lo que el cortante basal en la dirección X será:

$$V_x = 206.1588 \text{ Ton}$$

Con los resultados obtenidos con el software Etabs, la masa sísmica obtenida para la dirección Y es 986.8777 Ton., por lo que el cortante basal en la dirección Y será:

$$V_y = 206.1588 \text{ Ton}$$

4.2.1.2. Análisis dinámico espectral del modelo adaptado

Del modelo matemático se tomaron los cortantes dinámicos siguientes:

Tabla 11.
Resultados en la dirección X

PISOS	DIRECCIÓN	CORTANTES
PISO 3	X	75.71
PISO 2	X	136.39
PISO 1	X	164.20

Cortantes obtenidas por el software etabs; Fuente: (Elaboración propia)

Tabla 12.
Resultados en la dirección Y

PISOS	DIRECCIÓN	CORTANTES
PISO 3	Y	75.17
PISO 2	Y	136.98
PISO 1	Y	165.49

Cortantes obtenidas por el software etabs; Fuente: (Elaboración propia)

- Cortante basal sísmico dinámico del modelo adaptado.

Con los resultados obtenidos con el software Etabs.

$$V_x = 164.20 \text{ Ton}$$

Con los resultados obtenidos con el software Etabs.

$$V_y = 165.40 \text{ Ton}$$

- Masa participativa del modelo adaptado.

Tabla 13.

Resultados de masa participativa y periodos del modelo adaptado.

CASE	MODE	PERIODO	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0.374	0.0368	0.743	0	0.0368	0.743
Modal	2	0.341	0.738	0.0438	0	0.7748	0.7868
Modal	3	0.257	0.0141	0.01	0	0.7889	0.7968
Modal	4	0.107	0.0012	0.1586	0	0.7901	0.9554
Modal	5	0.094	0.167	0.0011	0	0.9571	0.9565
Modal	6	0.07	0.0006	0.0028	0	0.9577	0.9592
Modal	7	0.056	0.0001	0.0395	0	0.9578	0.9988
Modal	8	0.048	0.0421	4.46E-5	0	0.9999	0.9988
Modal	9	0.036	4.25E-5	0.0012	0	1	1
Modal	10	0.012	0	0	0	1	1
Modal	11	0.011	0	0	0	1	1
Modal	12	0.011	0	0	0	1	1

Datos obtenidos del software para hallar el periodo en ambas direcciones; Fuente: (Elaboración propia).

4.2.1.3. Sistema estructural del modelo adaptado.

Para hallar el sistema estructural se utilizó la norma E.030 con espectro de aceleración mostrada en la figura 20.

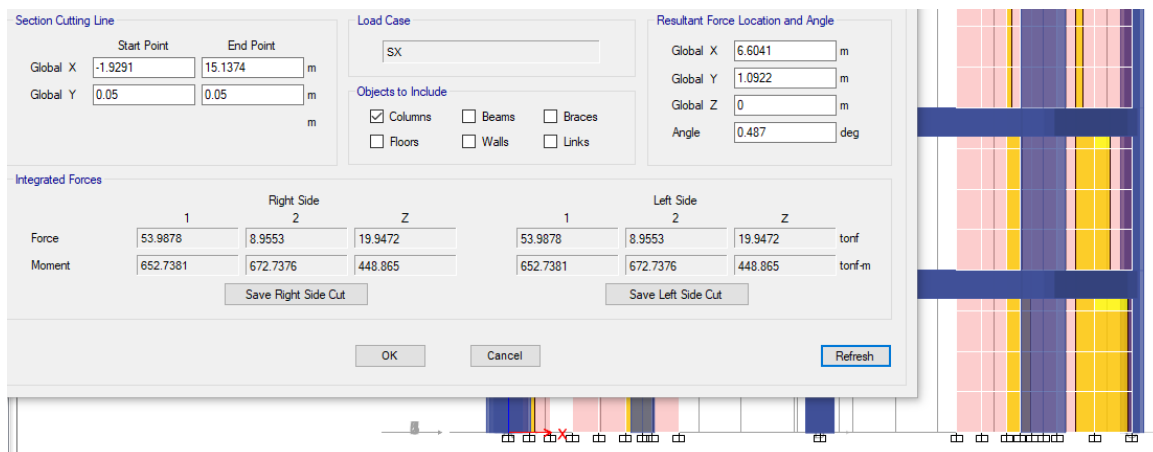


Figura 26. Corte en la dirección X para columnas; Fuente: (Elaboración propia).

Tabla 14.
Porcentaje de absorción de cortante para sistema dual

columnas	53.970	32.25%
Muros	113.397	67.75%

Los resultados muestran según la norma E.030 que es un sistema dual;
Fuente: (Elaboración propia).

4.2.1.4. Desplazamiento y grafica que representa la estructura adaptada

Las derivas de piso de los edificios considerados en este análisis, ante las fuerzas especificadas por la norma y definidas aquí previamente, presentan valores descritos a continuación que no exceden los límites de deriva de 0.007

Tabla 15.
Desplazamientos maximos de la estructura

Pisos	X	Y
3	0.01564	0.01767
2	0.01705	0.02018
1	0.01012	0.01258

Esta tabla nos muestra los resultados de los desplazamientos de la estructura adaptada evaluada; Fuente: (Elaboración propia)

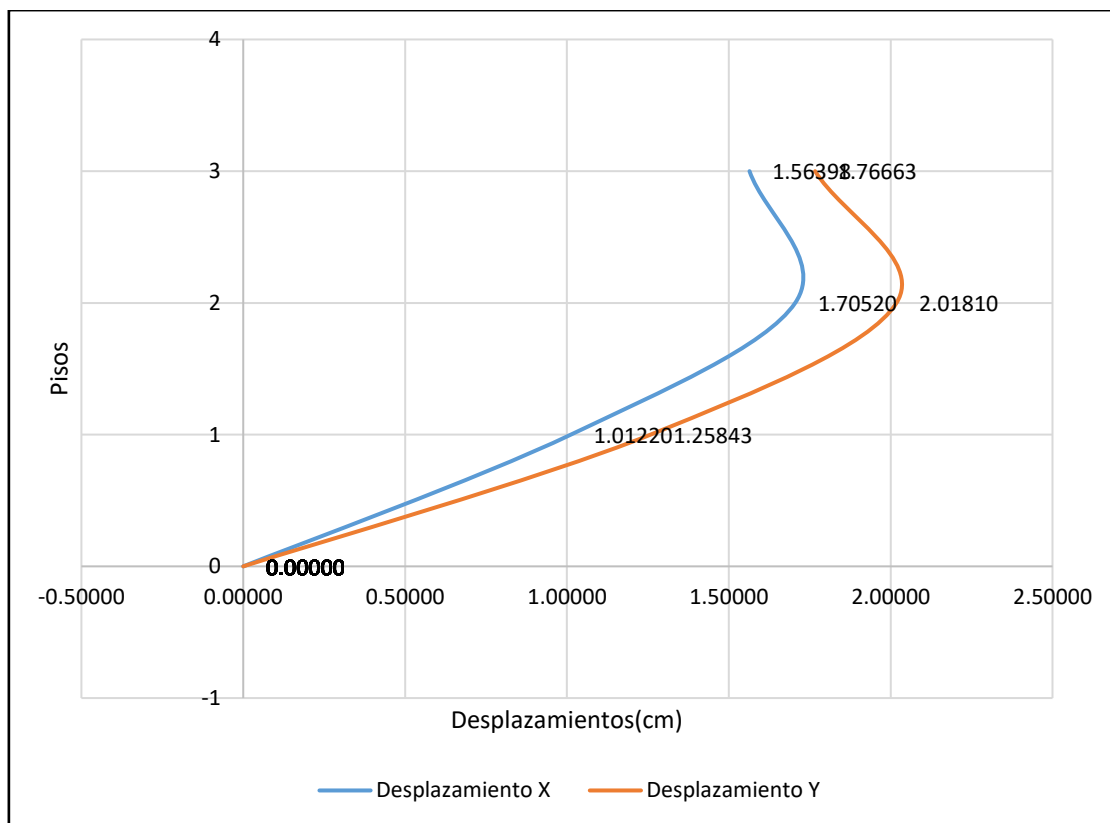


Figura 27. Gráfica de desplazamientos máximos; Fuente: (Elaboración propia).

4.2.1.5. Diseño de los elementos de la estructura adaptada

Para el diseño de los elementos, se utilizaron los mismos definidos del modelo a evaluar inicialmente para así probar el correcto diseño estructural, la estructura contempla columnas entre 30 x 60 cm² y 30 x 55 cm², las vigas principales y secundarias son 30 x 60 cm² y 25 x 60 cm² respectivamente, el sistema de entre piso es de losa aligerada en una dirección con espesor de 25 cm, para el sistema de muros estructurales se tomó un espesor de 25 cm.

Tabla 16.

Diseño de columnas externas

PISO	COLUMNAS	CUANTIA DE REFUERZO	AREA cm ²	Pu tonf
3	30X60	1.02%	18	7.3588
2	30X60	1.00%	18	17.7714
1	30X60	1.00%	18	28.8006

Resultados obtenidos del análisis con el software etabs, columnas C1; Fuente: (Elaboración propia)

Tabla 17.
Diseño de columnas internas

PISO	COLUMNAS	CUANTIA DE REFUERZO	AREA cm2	Pu tonf
3	30X60	1.00%	18	15.5518
2	30X60	1.00%	18	29.6399
1	30X60	1.00%	18	44.7069

Resultados obtenidos del análisis con el software etabs, columnas C2; Fuente: (Elaboración propia)

Tabla 18.
Diseño de vigas principales

PISO	VIGA PRIN	End - i	Middle	End - j
3	30X60	0.33%	0.28%	0.35%
2	30X60	0.52%	0.26%	0.63%
1	30X60	0.50%	0.25%	0.52%

Resultados obtenidos del análisis con el software etabs en dirección X, vigas principales; Fuente: (Elaboración propia)

Tabla 19.
Diseño de vigas secundarias

PISO	VIGA SEC	End - i	Middle	End - j
3	25X60	0.16%	0.14%	0.24%
2	25X60	0.30%	0.25%	0.35%
1	25X60	0.28%	0.21%	0.31%

Resultados obtenidos del análisis con el software etabs en dirección Y, vigas secundarias; Fuente: (Elaboración propia)

Tabla 20.
Diseño de muros

ELEMENTO	DIRECCION	PISO	E. MURO	Área Rebar TOP	Área Rebar BOT
MURO	X	1	25	15.13	78.98
		2	25	15.13	26.99
		3	25	15.13	15.13
MURO	Y	1	25	24.58	62.08
		2	25	35.46	39.34
		3	25	31.19	25.86

Se muestra los resultados del diseño estructural de los muros; Fuente: (Elaboración propia)

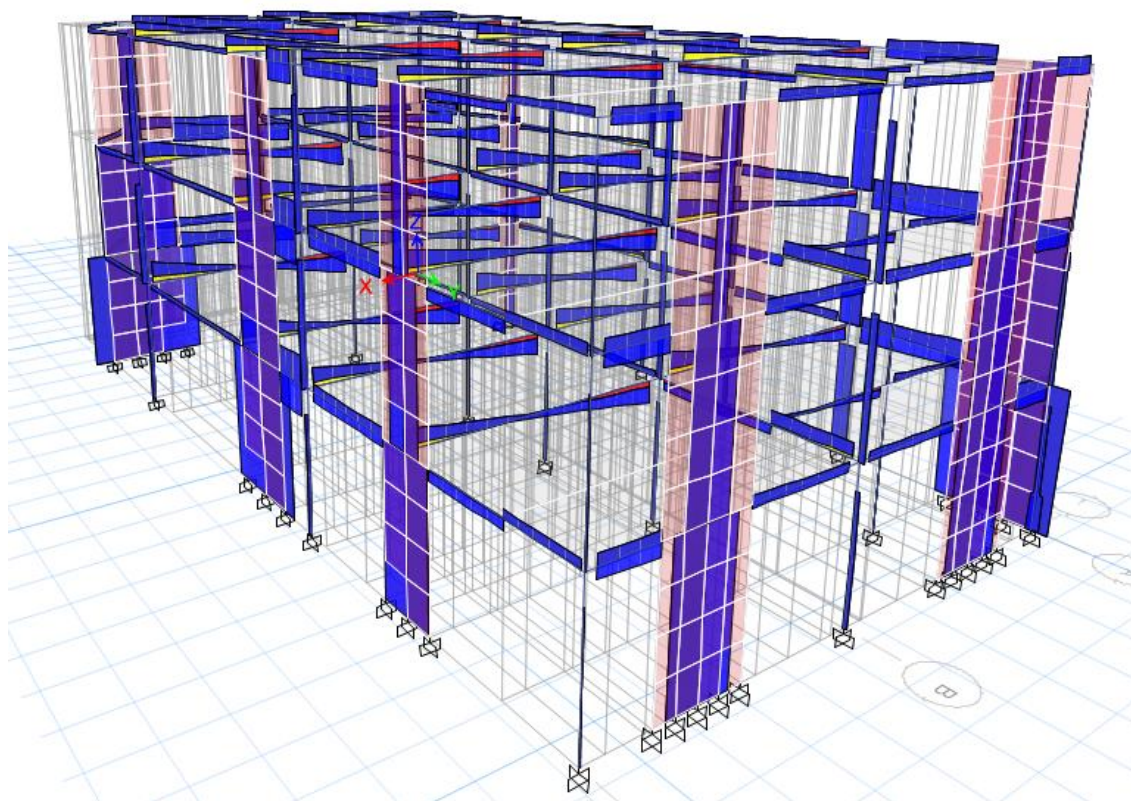


Figura 28. Resultados de los cortantes obtenidos del modelo adaptado; Fuente: (Elaboración propia)

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

4.2.1.6. Control de daños

Para este control se implementó un análisis pushover a la estructura adaptada, con la versión no lineal del programa etabs, vinculados a los lineamientos propuestos por el ATC-40 y el reporte FEMA 273, con la finalidad de determinar la curva de capacidad que representa ante un sismo.

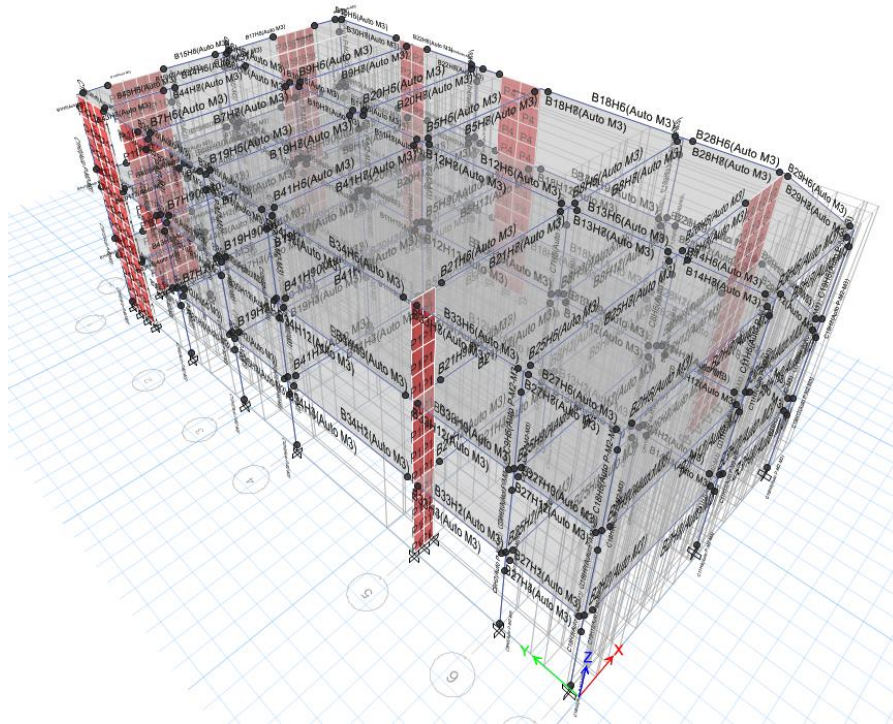


Figura 29. Asignación de rótulas plásticas; Fuente: (Elaboración propia).

Evaluamos la capacidad de la estructura bajo un sistema no lineal, de los métodos aplicables para el modelo del edificio con muros, se utilizó el que se emplea elementos frame.

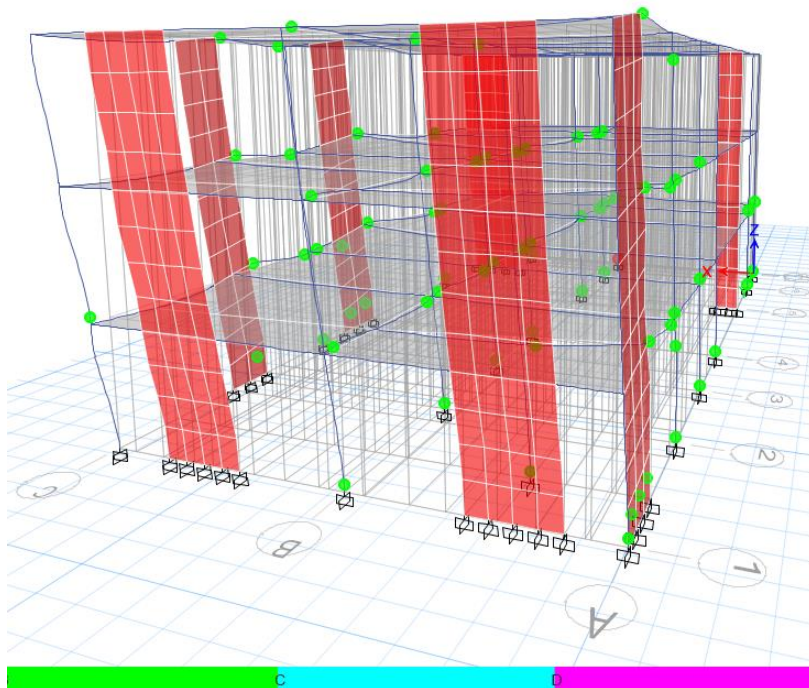


Figura 30. Formación del paso de rótulas plásticas en placas y columnas; Fuente: (Elaboración propia)

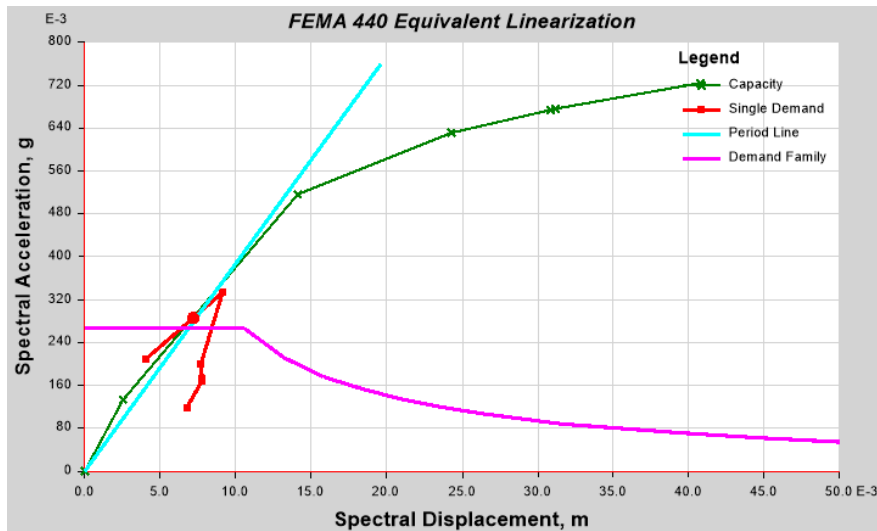


Figura 31. Obtención del punto de desempeño para la dirección Y; Fuente: (Elaboración propia)

Para este análisis no lineal estático con muros, se definió dos tipos de rótulas plásticas de distinta naturaleza.

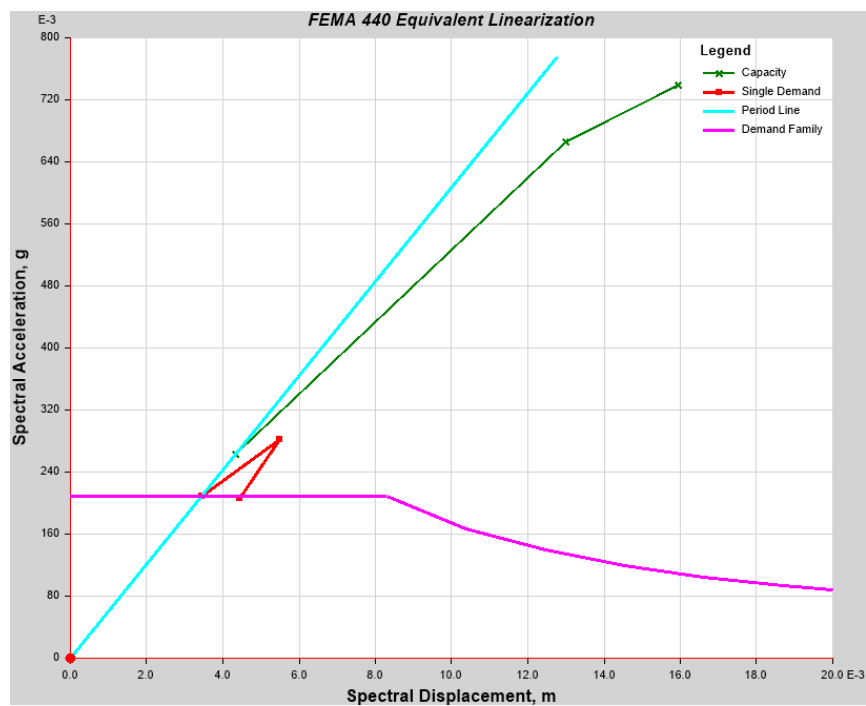


Figura 32. Obtención del punto de desempeño para la dirección X; Fuente: (Elaboración propia).

Tabla 21.
Curva pushover AENL en dirección X

Step	Monitored Displ	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	m	tonf										
0	-0.000125	0	888	0	0	0	0	888	0	0	0	888
1	0.006274	225.7455	888	0	0	0	0	888	0	0	0	888
2	0.018914	590.5975	847	41	0	0	0	888	0	0	0	888
3	0.023535	657.3962	814	74	0	0	0	886	0	0	2	888

Se muestra en la tabla la curva de capacidad en formato tabla, en donde se presenta valores de la fuerza cortante en la base para cada nivel de desplazamiento y el número de rótulas formadas; Fuente: (Elaboración propia).

Tabla 22.
Curva pushover AENL en dirección Y

Step	Monitored Displ	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	m	tonf										
0	-0.000262	0	888	0	0	0	0	888	0	0	0	888
1	0.002937	114.9624	888	0	0	0	0	888	0	0	0	888
2	0.017579	479.1105	847	39	0	0	2	888	0	0	0	888
3	0.030512	607.2758	782	104	0	0	2	884	2	0	2	888
4	0.038888	654.0192	749	137	0	0	2	882	2	0	4	888
5	0.039384	655.4736	747	139	0	0	2	882	2	0	4	888
6	0.051876	698.8459	708	178	0	0	2	882	2	0	4	888

Se muestra en la tabla la curva de capacidad en formato tabla en dirección Y, en donde se presenta valores de la fuerza cortante en cada paso de desplazamiento y también se muestra el número de rótulas formadas; Fuente: (Elaboración propia).

Tabla 23.
Desplazamientos máximos y niveles de daños esperados del modelo adaptado.

Desplazamientos máximos del análisis estático			
Deriva máxima	Estático	Pushover	Conclusión
“X”	1.705	1.891	Ambos desplazamientos se encuentran bajo el límite establecido por la norma.
“Y”	2.015	2.142	

Ambos desplazamientos se encuentran bajo los límites establecidos para el nivel de ocupación inmediata; Fuente: (Elaboración propia).

4.2.2. Análisis mediante un enfoque del método DDBD

4.2.2.1. Descripción de la estructura

Para el método de diseño basado en desplazamientos la estructura de los marcos se compondrá de dos tipos de columnas: Columnas de 0.30x0.50 m, y de 0.30x0.60 conectadas mediante vigas primarias de sección 0.30x0.60 m, y vigas secundarias de 0.25x0.60 mt. El sistema de entrepiso lo conformara una losa densa con espesor de 0.25m, para el sistema de muros, se ha propuesto que los muros tengan un espesor de 0.25 m.

4.2.2.2. Datos del método

Adicional a los datos descritos en apartados anteriores se determinará la siguiente expresión para iniciar la aplicación del método DDBD.

- a) Resistencia de los materiales

*Tabla 24.
Resistencias descritas en el DDBD*

RESISTENCIAS EN EL CONCRETO			
Simbología	Significado	Resistencia	Uso
f'c	Resistencia Nominal	210 kg/cm ²	- Diseño de vigas y columnas
f'ce	Resistencia Efectiva	280 kg/cm ²	- Diseño de rotulas plásticas y de muros.
f'co	Resistencia Esperada	476 kg/cm ²	- Cálculo del factor de sobre resistencia

Resistencias del concreto descritas en el DDBD; Fuente: (Jiménez Velasco & Jovel Rodríguez , 2017)

*Tabla 25.
Resistencias descritas en el DDBD*

RESISTENCIAS DEL ACERO			
Simbología	Significado	Resistencia	Uso
f'Y	Resistencia Nominal a la fluencia	4200 kg/cm ²	- Diseño de vigas y columnas
f'Ye	Resistencia Efectiva a la fluencia	4620 kg/cm ²	- Diseño de rotulas plásticas y de muros.
F'yh	Resistencia Esperada a la fluencia para estribos	4200 kg/cm ²	- Diseño a cortante
f'uo	Resistencia Máxima a la fluencia	5460 kg/cm ²	- Cálculo del factor de sobre resistencia
f'y/f'u	Razón entre Resistencia ultima y Resistencia de fluencia	1.25	

Resistencia para el acero descritas para el DDBD; Fuente: (Jiménez Velasco & Jovel Rodríguez , 2017)

4.2.2.3. Fuerzas sísmicas laterales y distribución.

Según (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007), la variación entre la rigidez de las paredes vs la de los marcos, implica que la paredes fluyan a un desplazamiento mucho menor que el necesario para hacer fluir los marcos y por lo tanto la distribución de las fuerza laterales, basada en la rigidez inicial elástica, entre las paredes y los marcos, tendrá poca relevancia en la respuesta dúctil de la estructura, por lo que el diseñador tendrá similar libertad para decidir cómo se distribuirá la distribución del cortante en los marcos y en las paredes. Típicamente la proporción del cortante en la base tomada por los marcos variará entre el 20% y el 70% del cortante total, pero este valor dependerá del tamaño de los muros, y el número relativo de marcos y paredes en la configuración estructural.

Para esta evaluación, basado en el postulado anterior, se utilizará una proporción para los marcos del 30% ($\beta_f = 30\%$). El diseñador está libre de realizar nuevamente la metodología utilizando diferentes variaciones de la proporción del cortante tomado por los marcos y presentar los resultados obtenidos de estas variaciones.

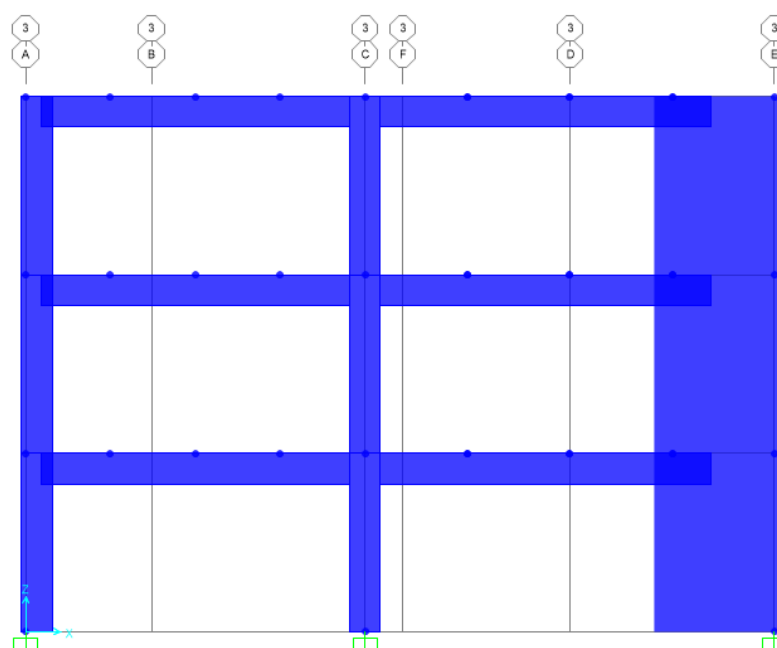


Figura 33. Modelo estructural vista en elevación; Fuente: (Elaboración propia).

4.2.2.4. Cálculo del cortante mediante un enfoque del método DDBD.

- La altura de contraflexión de la pared es una de las etapas iniciales de análisis necesarias para determinar la altura de la contraflexión de la pared. Se resumen en la tabla número 26.

Inicialmente suponemos que el vector de desplazamiento es lineal con la altura. Esto podría modificarse para calcular la altura de contraflexión, pequeños errores en este cálculo no son significativos con ese supuesto, las fuerzas laterales serán proporcionales a los productos que se enumeran en la columna 4 de la tabla 26.

Las fuerzas relativas en los diferentes niveles son entonces proporcionales a:

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

Como se enumera en la columna 5, aun utilizando estas fuerzas relativas, se puede encontrar la fuerza de corte basal (col. 6) el momento de vuelco total (col. 7) y el corte del marco (col.8), el corte de la pared (col. 9) se encuentra restando la col. 8 de la col. 6 y el perfil vertical de los momentos de la pared encontrados en la relación:

$$M_i = M_{i+1} + V_{i+1}(M_{i+1} - M_i)$$

Estos se enumeran en la Col. 10, tenga en cuenta que los valores finales para momentos y cortantes se encuentran multiplicando los valores relevantes en la tabla 26 por la fuerza de cortante basal V_{base}

4.2.2.5. Determinación del cortante aplicado a la estructura en dirección X

4.2.2.5.1. Determinación del punto de inflexión

Tabla 26.

Cálculos basados en desplazamientos

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Nivel	H (m)	m (ton)	mH	Fi(relativo)	Vti	Motm	Vfi (frame)	Vw(wall)	Mw(wall)
3	10.5	197.38	2072.44	0.3333	0.3333	0	0.3	0.0333	0
2	7	394.75	2763.26	0.4444	0.7778	1.16667	0.3	0.4778	0.1167
1	3.5	394.75	1381.63	0.2222	1.0000	3.88889	0.3	0.7000	1.7889
0	0	0	0	0.0000	1.0000	7.38889	0.3	0.7000	4.2389
Sum		986.88	6217.331	1.0000					

Esta tabla se desarrolla con el fin de encontrar el punto de inflexión a base de diversas fórmulas descritas en apartados anteriores para hallar la altura que requiere la estructura sustituta; Fuente: (Elaboración propia)

Donde:

- (1) Niveles de la estructura a analizar
- (2) Altura de piso de la estructura

- (3) Peso sísmico de cada piso
- (4) Multiplicamos col. 2 por col. 3
- (5) Fuerza sísmica horizontal relativa ya que desde un principio se desconoce la magnitud del cortante en la base.
- (6) Representa el cortante acumulado
- (7) Representa el momento relativo de volteo por piso
- (8) Representa el cortante relativo tomado por el sistema de marcos en cual establecimos previamente a los cálculos
- (9) Representa el cortante tomado por los muros al restar la col. 6 de la col. 8
- (10) Es el perfil vertical de los muros. En el momento de volteo del piso 3 es 0 ya que en el techo no hay momentos de volteo.

Cabe señalar que de la columna 10, se puede encontrar el punto de inflexión entre los pisos 1 y 2 con la siguiente ecuación:

$$H_{CF} = H_i + (H_{i+1} - H_i) \left(\frac{M_{W,i}}{M_{W,i} - M_{W,i+1}} \right)$$

$$\text{Donde se obtuvo } H_{CF} = 7 + (10.5 - 7) \left(\frac{0.1167}{0.1167 - 0} \right) = 10.50 \text{ (m)}$$

Se observa que se realizó una simple interpolación lineal.

4.2.2.5.2. Perfil de desplazamiento del DDBD

El siguiente paso es encontrar el desplazamiento del rendimiento de la pared, el límite elástico del acero de refuerzo de las ecuaciones planteadas para el método de DDBD está en la ecuación 4.23 (b) del libro de (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007), es de $f_{ye} = 1.1f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. Por lo tanto ε_y :

$$\varepsilon_y = \frac{f_{ye}}{29000 * 70} = 0.002$$

$$\phi_y = \frac{2\varepsilon_y}{l_w} = 2 * \frac{0.002}{2.30} = 0.0018$$

De la ecuación 23 de $H_i \leq 10.50 \text{ m}$

$$\Delta_{yi} = \phi_{yw} \left(\frac{H_i^3}{2} - \frac{H_i^3}{6H_{CF}} \right)$$

De la ecuación 24 de $H_i > 10.50$ m

$$\Delta_{yi} = \phi_{yw} \left(\frac{H_{CF} H_i}{2} - \frac{H_{CF}^2}{6} \right)$$

El perfil vertical de los desplazamientos de rendimiento de las ecuaciones anteriores se enumera en la Col. 4 de la tabla 27.

Tabla 27.
Datos de perfil de desplazamiento del método DDBD

1	2	3	4	5	6	7	8
Nivel	Hi (m)	mi (ton)	Δ_{yi} (m)	Δ_{Di} (m)	$mi * \Delta_{Di}^2$	$mi * \Delta_{Di}$	$mi * \Delta_{Di} * Hi$
3	10.5	197.38	0.06611694	0.04143571	0.338877686	8.178396317	85.87316133
2	7	394.75	0.03428286	0.01782871	0.125476674	7.037901152	49.26530806
1	3.5	394.75	0.0097951	0.00156803	0.000970577	0.618980123	2.166430431
0	0	0	0	0	0	0	0
Sum		986.88			0.465324938	15.83527759	137.3048998

Esta tabla nos ayuda a hallar el desplazamiento de diseño obtenida a base de diversas ecuaciones formuladas en el libro de priestly (2007); Fuente: (Elaboración propia)

Donde:

1. Niveles de piso
2. Altura de piso
3. Masa de peso de cada piso
4. Es el perfil de desplazamiento y viene dado por las ecuaciones siguientes:

De la ecuación 23 de $H_i \leq 7.82$ m

$$\Delta_{yi} = \phi_{yw} \left(\frac{H_i^2}{2} - \frac{H_i^3}{6H_{CF}} \right)$$

De la ecuación 24 de $H_i > 7.82$ m

$$\Delta_{yi} = \phi_{yw} \left(\frac{H_{CF} H_i}{2} - \frac{H_{CF}^2}{6} \right)$$

5. Es el perfil de diseño, que viene dado por las ecuaciones:

$$\phi_{CD} = \phi_C \omega_\phi = \phi_C \left(1 - \left(\frac{n-5}{100} \right) \left(\frac{M_{OTM,F}}{M_{OTM}} + 0.25 \right) \right)$$

Con la deriva de diseño corregida se procede a hallar el perfil de desplazamientos el cual viene dado por la ecuación siguiente:

$$\Delta_{di} = \Delta_{yi} + \left(\theta_c - \left(\frac{\phi_{yw} H_{cf}}{2} \right) \right) H_i$$

6. Es el producto de la col. 3 y col.5 al cuadrado
7. Es el producto de la col.3 y la col.5
8. Es el producto de la col.2, la col. 5 y la col. 3

Por consiguiente, el perfil de desplazamiento de diseño es: primero consideramos las deformaciones del material luego de verificamos si la deriva gobierna.

a) Deformación del material de pared.

Sin información de la deformación al esfuerzo máximo para el acero de refuerzo de la pared, asumimos conservadoramente $\epsilon_{su} = 0.10$. Es probable que las curvaturas de estado límite de la sección 6.2.1 (c) del libro de (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007), sean ligeramente altas para las paredes.

$$\phi_{dc} = \frac{0.072}{l_w} = \frac{0.072}{2.30} = 0.031$$

Asumiremos que se utilizara un diámetro de varilla # 5 para diseñar el muro, eso se puede ajustar más adelante.

$$L_{sp} = 0.022 f_{ye} d_{bl} = 0.022 * 4200 * 1.59 = 146.92 \text{ mm}$$

$$k = 0.2 \left(\frac{f_u}{f_y} - 1 \right) = 0.2 * (5300/4200 - 1) = 0.05$$

$$L_p = k H_e + 0.1 l_w + L_{sp}$$

$$L_p = (0.05 * 10.50) + (0.1 * 2.30) + 0.147 = 0.902 \text{ mt}$$

Verificamos si se excede el límite de deriva en H_{cf} :

$$\theta_{dn} = \frac{\phi_{yw} H_{CF}}{2} + (\phi_{dc} - \phi_{yw}) L_p$$

$$\theta_{dn} = \frac{0.0018 * 10.50}{2} + (0.031 - 0.0018) * 0.902 = 0.036$$

Esta excede el límite de deriva de 0.007. Por lo tanto, los niveles de deriva del código gobiernan el diseño de la pared.

4.2.2.5.3. Desplazamientos de diseño

El perfil de desplazamiento de diseño correspondiente se enumera en la col. 5 de la tabla 27. En este punto sería posible asignar las etapas iniciales de diseño, enumeradas en la tabla 26 en función del perfil de desplazamiento de la tabla 27, pero los errores resultantes de la suposición inicial de un perfil de desplazamiento lineal serán insignificantes.

Desplazamiento para un grado de libertad.

Los cálculos necesarios se enumeran en la col. 6 y col. 7 de la tabla 27. De la sección 7.2.3 (b) del libro de Priestley, Calvi, & Kowalsky (2007), el desplazamiento dado por la ecuación 3.2.6 de la misma es:

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

$$\Delta_d = \frac{0.4653}{15.8353} = 0.0294 \text{ m}$$

4.2.2.5.4. Altura efectiva para sistema equivalente

Los cálculos necesarios adicionales se muestran en la col.8 de la tabla 17. Con la siguiente ecuación:

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

$$H_e = \frac{137.305}{15.8353} = 8.671 \text{ m}$$

4.2.2.5.5. Amortiguamiento equivalente

Las demandas de ductilidad de desplazamiento de muro y de marcos deben evaluarse primero.

a) Muros: El desplazamiento del rendimiento de la estructura sustituta de un grado de libertad, se muestra sustituyendo H_e en la siguiente:

Para $H_e < H_{fc}$

$$\Delta_{yi} = \phi_{yw} \left(\frac{H_e^2}{2} - \frac{H_e^3}{6H_{CF}} \right)$$

$$\Delta_{yi} = 0.0018 \left(\frac{8.671^2}{2} - \frac{8.671^3}{6 * 10.50} \right)$$

$$\Delta_{yi} = 0.049 \text{ m}$$

La deriva de fluencia para el sistema equivalente de muros viene dada por:

$$\theta_{yn} = \frac{\phi_y H_{CF}}{2}$$

$$\theta_{yn} = 0.0018 * \frac{10.50}{2} = 0.00945$$

La ductilidad del sistema de muros viene dada por:

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} = \frac{0.0294}{0.049} = 0.6$$

Como se puede observar, la deriva de fluencia es mayor a la deriva de diseño, por lo que se puede esperar que, para el desplazamiento de diseño, los pórticos no entren en el rango inelástico de respuesta. Teniendo en cuenta la tabla No 7-3, de la referencia (García, 1998), se asume un amortiguamiento del $\xi_f=5\%$, para estructuras de concreto con bastante fisuración bajo cargas por debajo de la fluencia.

El amortiguamiento del sistema se obtiene con:

$$\xi_w = 0.05 + 0.444 \left(\frac{\mu - 1}{\mu * \pi} \right)$$

$$\xi_w = 0.05$$

b) **Marcos:** La deriva de fluencia para el sistema de marcos de concreto, se dará un peralte de 60 cm para viga principal.

$$\theta_{yF} = 0.50 \frac{\varepsilon_y L_b}{h_b}$$

$$\theta_{yF} = 0.50 * 0.002 * \frac{6.25}{0.6} = 0.0104$$

El desplazamiento de fluencia del sistema de marcos de concreto viene dado por:

$$\Delta_{yF} = \theta_{yF} H_e$$

$$\Delta_{yF} = 0.0104 * 8.671 = 0.0902$$

La ductilidad del sistema de marcos se halla con la ecuación siguiente:

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} = \frac{0.0294}{0.09} = 0.327$$

El amortiguamiento para el sistema de marcos sería:

$$\xi_w = 0.05 + 0.565 \left(\frac{0.327 - 1}{0.327 * \pi} \right)$$

$$\xi_w = -0.32$$

Adoptamos:

$$\xi_w = 0.05$$

c) **Amortiguamiento del sistema:** El amortiguamiento del sistema viene dado por la siguiente ecuación.

$$\xi_{sys} = \frac{\varepsilon_W M_{OTM,W} + \varepsilon_F M_{OTM,F}}{M_{OTM}}$$

$$\xi_{sys} = \frac{0.05 * 4.2389 + 0.05 * (7.389 - 4.2389)}{7.389} = 0.05$$

d) **Ductilidad del sistema:** la ductilidad viene dado por:

$$\mu_{sys} = \frac{\mu_W V_{W,BASE} + \mu_F V_{F,BASE}}{V_{W,BASE} + V_{F,BASE}}$$

$$\mu_{sys} = \frac{1 * 0.70 + 1 * 0.3}{0.7 + 0.3} = 1.00$$

4.2.2.5.6. Cortante basal

a) Espectro de desplazamiento:

A partir de la ecuación 2.8 del libro de Priestley, Calvi, & Kowalsky (2007), el factor de reducción del desplazamiento espectral para la amortiguación es:

$$R_{\xi_{sys}} = \left(\frac{0.07}{0.02 + \xi_{sys}} \right)^{0.5}$$

$$R_{\xi_{sys}} = 1.00$$

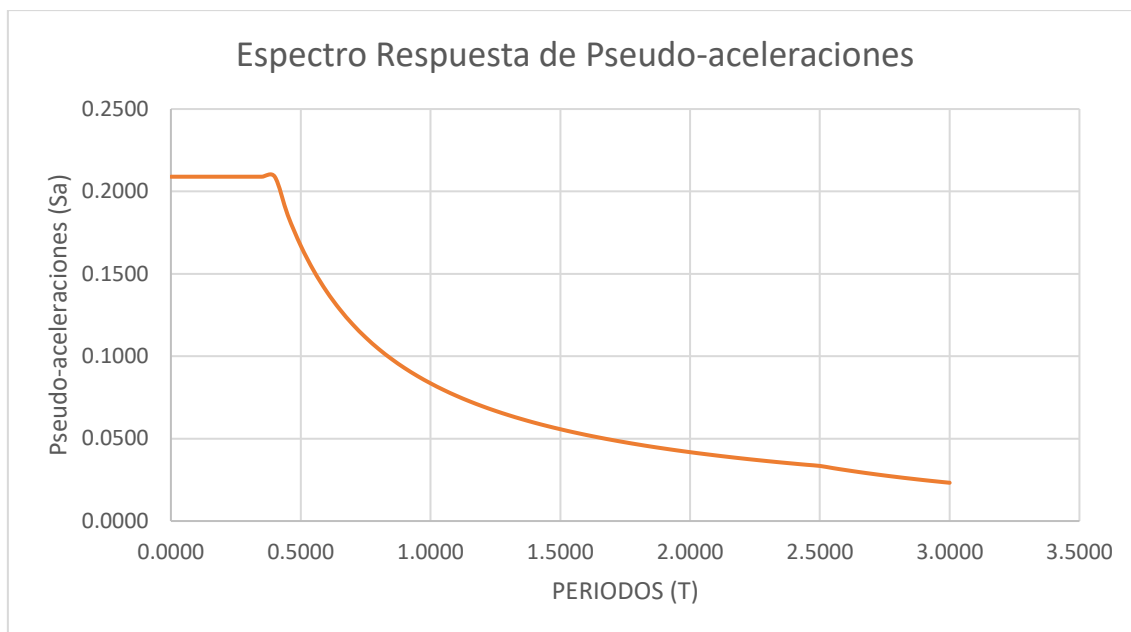


Figura 34. Espectro de respuesta de aceleraciones; Fuente: (Elaboración propia)

En la figura 35 se muestra el gráfico del espectro de aceleraciones con las componentes de la Norma E030 para la ciudad de Tacna donde se encuentra la estructura evaluada.

Tabla 28. Espectros de aceleración y desplazamiento

T	Sa	Sd
0.00	0.2089	0.000129792
0.05	0.2089	0.000519167
0.10	0.2089	0.001168126
0.15	0.2089	0.002076668
0.20	0.2089	0.003244794
0.25	0.2089	0.004672503
0.30	0.2089	0.006359796
0.35	0.2089	0.008306672
0.40	0.2089	0.009345007
0.45	0.1857	0.010383341
0.50	0.1671	0.011421675
0.55	0.1519	0.012460009
0.60	0.1393	0.013498343
0.65	0.1286	0.014536677
0.70	0.1194	0.015575011
0.75	0.1114	0.016613345
0.80	0.1045	0.017651679
0.85	0.0983	0.018690013

0.90	0.0929	0.019728347
0.95	0.0880	0.020766681
1.00	0.0836	0.021805015
1.05	0.0796	0.022843349
1.10	0.0760	0.023881683
1.15	0.0727	0.024920017
1.20	0.0696	0.025958352
1.25	0.0669	0.026996686
1.30	0.0643	0.02803502
1.35	0.0619	0.029073354
1.40	0.0597	0.030111688
1.45	0.0576	0.031150022
1.50	0.0557	0.032188356
1.55	0.0539	0.03322669
1.60	0.0522	0.034265024
1.65	0.0506	0.035303358
1.70	0.0492	0.036341692
1.75	0.0478	0.037380026
1.80	0.0464	0.03841836
1.85	0.0452	0.039456694
1.90	0.0440	0.040495028
1.95	0.0429	0.041533362
2.00	0.0418	0.042571697
2.05	0.0408	0.043610031
2.10	0.0398	0.044648365
2.15	0.0389	0.045686699
2.20	0.0380	0.046725033
2.25	0.0371	0.047763367
2.30	0.0363	0.048801701
2.35	0.0356	0.049840035
2.40	0.0348	0.050878369
2.45	0.0341	0.051916703
2.50	0.0334	0.051916703
2.55	0.0321	0.051916703
2.60	0.0309	0.051916703
2.65	0.0298	0.051916703
2.70	0.0287	0.051916703
2.75	0.0276	0.051916703
2.80	0.0266	0.051916703
2.85	0.0257	0.051916703
2.90	0.0248	0.051916703
2.95	0.0240	0.051916703
3.00	0.0232	0.051916703

Esta tabla muestra el espectro de aceleración convertido a espectro de desplazamiento con la ecuación 3 para hallar el periodo efectivo según el metodo del DDBD; Fuente: (Elaboracion propia).

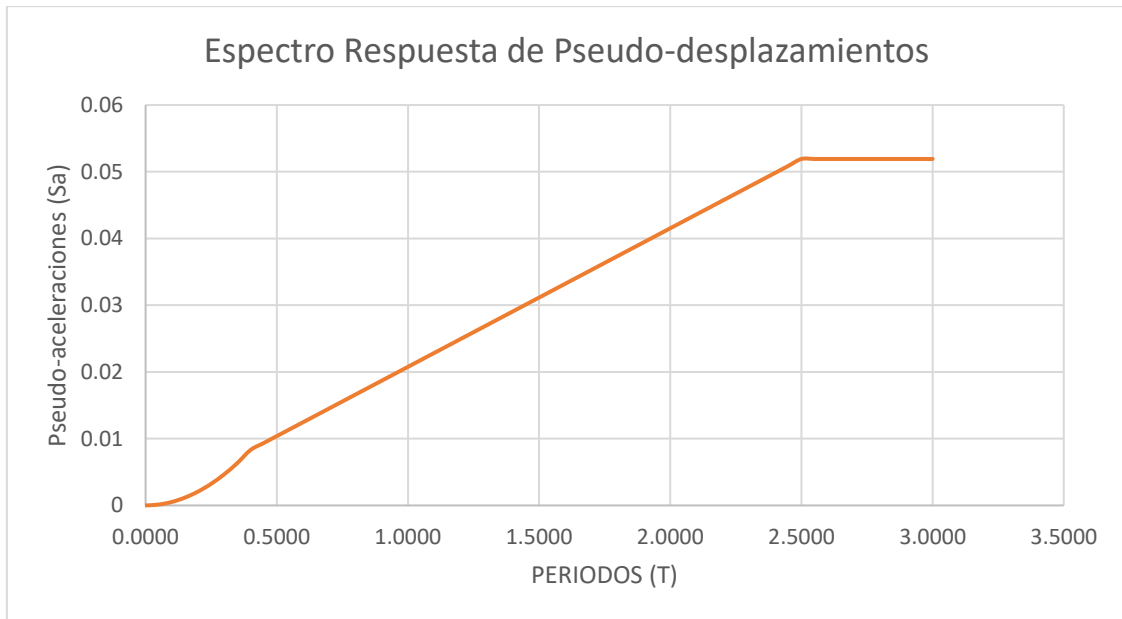


Figura 35. Espectro de desplazamientos; Fuente: (Elaboración propia)

b) Periodo efectivo.

En T_c para 2,5 segundos el desplazamiento espectral para un 5% de amortiguamiento es de 0.051g diseñado por la norma técnica e030, por lo que para el mismo espectro con el 5.00% de amortiguamiento el desplazamiento espectral es $0.0519 * 1.00 = 0.0519$

$$T_e = 2.5 * \frac{0.0294}{0.05192} = 1.416 \text{ seg.}$$

c) Masa efectiva.

De la ecuación 3.33 del libro de Priestley, Calvi, & Kowalsky (2007), y lo mostrado en la tabla 27 de esta tesis se obtiene.

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i}{\Delta_d}$$

$$m_e = \frac{15.8353}{0.0293} = 540.454 \text{ Ton}$$

d) Rigidez efectiva.

Con la siguiente ecuación:

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2}$$

$$K_e = \frac{4\pi^2 * 540.454}{1.416^2} = 10641.233$$

e) Cortante basal.

$$F = V_b = K_e \Delta_d$$

$$F = 10641.233 * 0.0293 = 311.79 \text{ Ton}$$

Que nos da un resultado de 31.59 % de la masa total.

4.2.2.5.7. Fuerzas de diseño en Marcos y muros estructurales.

En la tabla 26 se calcularon los cortantes relativos conjuntamente con los momentos. Ya que para tener los cortantes reales que actúan sobre los muros y marcos realizaremos el producto del cortante basal obtenido por cada valor que se obtuvo en la tabla 26. Dichos valores en dirección X se tienen de la siguiente forma:

- (1) Es el mismo de la tabla 26
- (2) Es el mismo de la tabla 26
- (3) Es el cortante relativo de la columna 5 de la tabla 26 que multiplica al cortante basal del sistema obtenido
- (4) Es el cortante acumulado por piso
- (5) Es el momento relativo de volteo por piso de la estructura que se obtiene multiplicando el valor del cortante basal por lo obtenido en la columna 7 de la tabla 26
- (6) Es el cortante relativo que asignamos para el sistema de marcos con un valor del 30% multiplicando al cortante basal
- (7) Es el cortante de los muros donde se obtiene al multiplicar el cortante basal por la columna 9 de la tabla 26
- (8) Es el perfil de momentos de muros donde se obtiene multiplicando el cortante basal del sistema por la columna 10 de la tabla 26
- (9) Es la diferencia de la columna 5 y la columna 8

Tabla 29.
Cortantes y momentos en la dirección X

1	2	3	4	5	6	7	8	9
NIVEL	H(m)	Fi piso	Vti	Motm, i	Vf, i	Vw, i	Mw, i	Mf, i
4	0	0	0	0	0	0	0	0
3	10.50	103.93	103.93	0.00	93.54	10.39	0.00	0.00
2	7.00	138.57	242.50	363.75	93.54	148.97	36.38	327.38
1	3.50	69.29	311.79	1212.51	93.54	218.25	557.75	654.75
0	0.00	0.00	311.79	2303.76	93.54	218.25	1321.63	982.13

Tabla para hallar la distribución de cortantes y momentos; Fuente: (Elaboración propia).

4.2.2.6. Determinación del cortante aplicado a la estructura en dirección Y

4.2.2.6.1. Determinación del punto de inflexión

Esta obtención se realizará en sentido de la dirección Y de igual forma que se realizó para la dirección X para obtener el cortante basal.

Tabla 30.
Cálculo de la altura Hcf para el sentido Y

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Nivel	H (m)	m (ton)	mH	Fi (relativo)	Vti	Motm	Vfi (frame)	Vw(wall)	Mw(wall)
3	10.5	197.37554	2072.4432	0.3333	0.3333	0	0.3	0.0333	0
2	7	394.75108	2763.2576	0.4444	0.7778	1.16667	0.3	0.4778	0.1167
1	3.5	394.75108	1381.6288	0.2222	1.0000	3.88889	0.3	0.7000	1.7889
0	0	0	0	0.0000	1.0000	7.38889	0.3	0.7000	4.2389
Sum		986.8777	6217.3295	1.0000					

Esta tabla nos ayuda a encontrar en punto de inflexión que requiere el método DDBD para la estructura sustituta en dirección Y. Fuente: (Elaboración propia).

$$H_{CF} = H_i + (H_{i+1} - H_i) \left(\frac{M_{w,i}}{M_{w,i} - M_{w,i+1}} \right)$$

$$\text{Donde se obtuvo } H_{CF} = 7 + (10.5 - 7) \left(\frac{0.1167}{0.1167 - 0} \right) = 10.50 \text{ (m)}$$

Se observa que se realizó una simple interpolación lineal.

4.2.2.6.2. Perfil de desplazamiento

$$\varepsilon_y = \frac{f_{ye}}{29000 * 70} = 0.002$$

$$\phi_y = \frac{2\varepsilon_y}{l_w} = 2 * \frac{0.002}{2.10} = 0.0019$$

Tabla 31.

Determinación del desplazamiento de diseño.

1	2	3	4	5	6	7	8
Nivel	Hi (m)	mi (ton)	Δ_{yi} (m)	Δ_{Di} (m)	$mi * \Delta_{Di}^2$	$mi * \Delta_{Di}$	$mi * \Delta_{Di} * Hi$
3	10.5	197.3755	0.0724138	0.03828729	0.28933604	7.556974077	79.3482278
2	7	394.7511	0.0375479	0.01479689	0.086429931	5.841087949	40.8876156
1	3.5	394.7511	0.0107280	-0.0006475	0.000165518	-0.25561414	-0.8946495
0	0	0	0	0	0	0	0
Sum.		946			0.375931489	13.14244789	119.341194

Esta tabla indica los desplazamientos que sufre cada nivel mediante el método de DDBD, para así poder llegar al desplazamiento de diseño. Fuente: (Elaboración propia).

$$\phi_{dc} = \frac{0.072}{l_w} = \frac{0.072}{2.10} = 0.034$$

Asumiremos que se utilizará un diámetro de varilla # 5 para diseñar el muro, eso se puede ajustar más adelante.

$$L_{sp} = 0.022f_{ye}d_{bl} = 0.022 * 4200 * 1.59 = 146.92 \text{ mm}$$

$$k = 0.2 \left(\frac{f_u}{f_y} - 1 \right) = 0.2 * (5300/4200 - 1) = 0.05$$

$$L_p = kH_e + 0.1l_w + L_{sp}$$

$$L_p = (0.05 * 10.50) + (0.1 * 2.10) + 0.147 = 0.882 \text{ mt}$$

Verificamos si se excede el límite de deriva en H_{cf} :

$$\theta_{dn} = \frac{\phi_{yw}H_{CF}}{2} + (\phi_{dc} - \phi_{yw})L_p$$

$$\theta_{dn} = \frac{0.0019 * 10.50}{2} + (0.034 - 0.001) * 0.882 = 0.038$$

Esta excede el límite de deriva de 0.007. Por lo tanto, los niveles de deriva del código gobiernan el diseño de la pared.

4.2.2.6.3. Desplazamientos de diseño

El perfil de desplazamiento de diseño correspondiente se enumera en la Col. 5 de la tabla 31. En este punto sería posible asignar las etapas iniciales de diseño enumeradas en la tabla 30 en función del perfil de desplazamiento de la tabla 31 pero los errores resultantes de la suposición inicial de un perfil de desplazamiento lineal serán insignificantes.

Desplazamiento para un grado de libertad.

Los cálculos necesarios se enumeran en la Col. 6 y Col. 7 de la tabla 31. De la sección 7.2.3 (b) del libro de Priestley, Calvi, & Kowalsky (2007), el desplazamiento dado por la ecuación 3.2.6 de la misma es:

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

$$\Delta_d = \frac{0.3759}{13.1424} = 0.0286 \text{ m}$$

4.2.2.6.4. Altura efectiva para sistema equivalente

Los cálculos necesarios adicionales se muestran en la col.8 de la tabla 31. Con la siguiente ecuación:

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

$$H_e = \frac{119.3412}{13.1424} = 9.08 \text{ m}$$

4.2.2.6.5. Amortiguamiento equivalente

Las demandas de ductilidad de desplazamiento de muro y de marcos deben evaluarse primero.

e) **Muros:** El desplazamiento del rendimiento de la estructura sustituta de un grado de libertad, se muestra sustituyendo H_e en la siguiente:

Para $H_e < H_{fc}$

$$\Delta_{yi} = \phi_{yw} \left(\frac{H_e^2}{2} - \frac{H_e^3}{6H_{CF}} \right)$$

$$\Delta_{yi} = 0.0578 \text{ m}$$

La deriva de fluencia para el sistema equivalente de muros viene dada por:

$$\theta_{yn} = \frac{\phi_y H_{CF}}{2}$$

$$\theta_{yn} = 0.0019 * \frac{10.5}{2} = 0.01$$

La ductilidad del sistema de muros viene dada por:

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} = \frac{0.0286}{0.0578} = 0.495$$

El amortiguamiento del sistema se obtiene con:

$$\xi_w = 0.05 + 0.444 \left(\frac{\mu - 1}{\mu * \pi} \right)$$

$$\xi_w = 0.05$$

- f) **Marcos:** La deriva de fluencia para el sistema de marcos de concreto, se dará un peralte de 60 cm para viga principal.

$$\theta_{yF} = 0.50 \frac{\varepsilon_y L_b}{h_b}$$

$$\theta_{yF} = 0.50 * 0.002 * \frac{3.90}{0.60} = 0.0065$$

El desplazamiento de fluencia del sistema de marcos de concreto viene dado por:

$$\Delta_{yF} = \theta_{yF} H_e$$

$$\Delta_{yF} = 0.0065 * 9.08 = 0.06$$

La ductilidad del sistema de marcos se halla con la ecuación siguiente:

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} = \frac{0.0286}{0.06} = 0.477$$

Adoptaremos el valor de 1 para la ductilidad.

El amortiguamiento para el sistema de marcos sería:

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

$$\xi_w = 0.05$$

g) **Amortiguamiento del sistema:** El amortiguamiento del sistema viene dado por la siguiente ecuación.

$$\xi_{sys} = \frac{\varepsilon_W M_{OTM,W} + \varepsilon_F M_{OTM,F}}{M_{OTM}}$$

$$\xi_{sys} = \frac{0.05 * 4.2389 + 0.05 * (7.3889 - 4.2389)}{7.3889} = 0.05$$

h) **Ductilidad del sistema:** la ductilidad viene dado por:

$$\mu_{sys} = \frac{\mu_W V_{W,BASE} + \mu_F V_{F,BASE}}{V_{W,BASE} + V_{F,BASE}}$$

$$\mu_{sys} = \frac{1 * 0.70 + 0.30 * 1}{0.7 + 0.3} = 1.00$$

4.2.2.6.6. Cortante basal

a) Espectro de desplazamiento:

A partir de la ecuación 2.8 del libro de Priestley, Calvi, & Kowalsky (2007), el factor de reducción del desplazamiento espectral para la amortiguación es:

$$R_{\xi_{sys}} = \left(\frac{0.07}{0.02 + \xi_{sys}} \right)^{0.5}$$

$$R_{\xi_{sys}} = 1.00$$

f) Periodo efectivo.

En T_c para 2,5 segundos el desplazamiento espectral para un 5% de amortiguamiento es de 0.051g diseñado por la norma técnica e030, por lo que para el mismo espectro con el 1.0% de amortiguamiento el desplazamiento espectral es $0.05192 * 1.00 = 0.05192$

$$T_e = 2.5 * \frac{0.0286}{0.05192} = 1.38 \text{ seg.}$$

g) Masa efectiva.

De la ecuación 3.33 del libro de Priestley, Calvi, & Kowalsky (2007), y la tabla número 20 se obtiene.

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i}{\Delta_d}$$

$$m_e = \frac{13.1424}{0.0286} = 459.456 \text{ Ton}$$

h) Rigidez efectiva.

Con la siguiente ecuación:

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2}$$

$$K_e = \frac{4\pi^2 * 459.456}{1.38^2} = 9524.57$$

i) Cortante basal.

$$F = V_b = K_e \Delta_d$$

$$F = 9524.57 * 0.0286 = 272.444 \text{ Ton}$$

Que nos da un resultado de 27.6 % de la masa total.

4.2.2.6.7. Fuerzas de diseño en Marcos y muros estructurales.

En la tabla 30, se calcularon los cortantes relativos conjuntamente con los momentos. Ya que para tener los cortantes reales que actúan sobre los muros y marcos realizaremos el producto del cortante basal obtenido por cada valor que se obtuvo en la tabla 30. Dichos valores en dirección Y se tienen de la siguiente forma:

- (1) Es el mismo de la tabla 30
- (2) Es el mismo de la tabla 30
- (3) Es el cortante relativo de la columna 5 de la tabla 30 que multiplica al cortante basal del sistema obtenido

- (4) Es el cortante acumulado por piso
- (5) Es el momento relativo de volteo por piso de la estructura que se obtiene multiplicando el valor del cortante basal por lo obtenido en la columna 7 de la tabla 30
- (6) Es el cortante relativo que asignamos para el sistema de marcos con un valor del 30% multiplicando al cortante basal
- (7) Es el cortante de los muros donde se obtiene al multiplicar el cortante basal por la columna 9 de la tabla 30
- (8) Es el perfil de momentos de muros donde se obtiene multiplicando el cortante basal del sistema por la columna 10 de la tabla 30
- (9) Es la diferencia de la columna 5 y la columna 8

Tabla 32
Momentos y Cortantes en la direccion Y

1	2	3	4	5	6	7	8	9
NIVEL	H(m)	Fi piso	Vti	Motm, i	Vf, i	Vw, i	Mw, i	Mf, i
4	0	0	0	0	0	0	0	0
3	10.50	90.81	90.81	0.00	81.73	9.08	0.00	0.00
2	7.00	121.09	211.90	317.85	81.73	130.17	31.79	286.07
1	3.50	60.54	272.44	1059.51	81.73	190.71	487.37	572.13
0	0.00	0.00	272.44	2013.06	81.73	190.71	1154.86	858.20

Cortantes obtenidas mediante formulaciones y distribución por piso con el método de DDBD; Fuente: (Elaboración propia).

4.2.2.7. Distribución del cortante basal de la estructura

Tabla 33.
Distribución de cortantes

NIVEL	Vx (ton)	Vy (ton)
3	103.93	90.81
2	242.50	211.90
1	311.79	272.44

0	311.79	272.44
---	--------	--------

Cortante distribuido por piso para ambas direcciones que se obtuvo mediante el método DDBD; Fuente: (Elaboración propia).

4.3. RESULTADOS

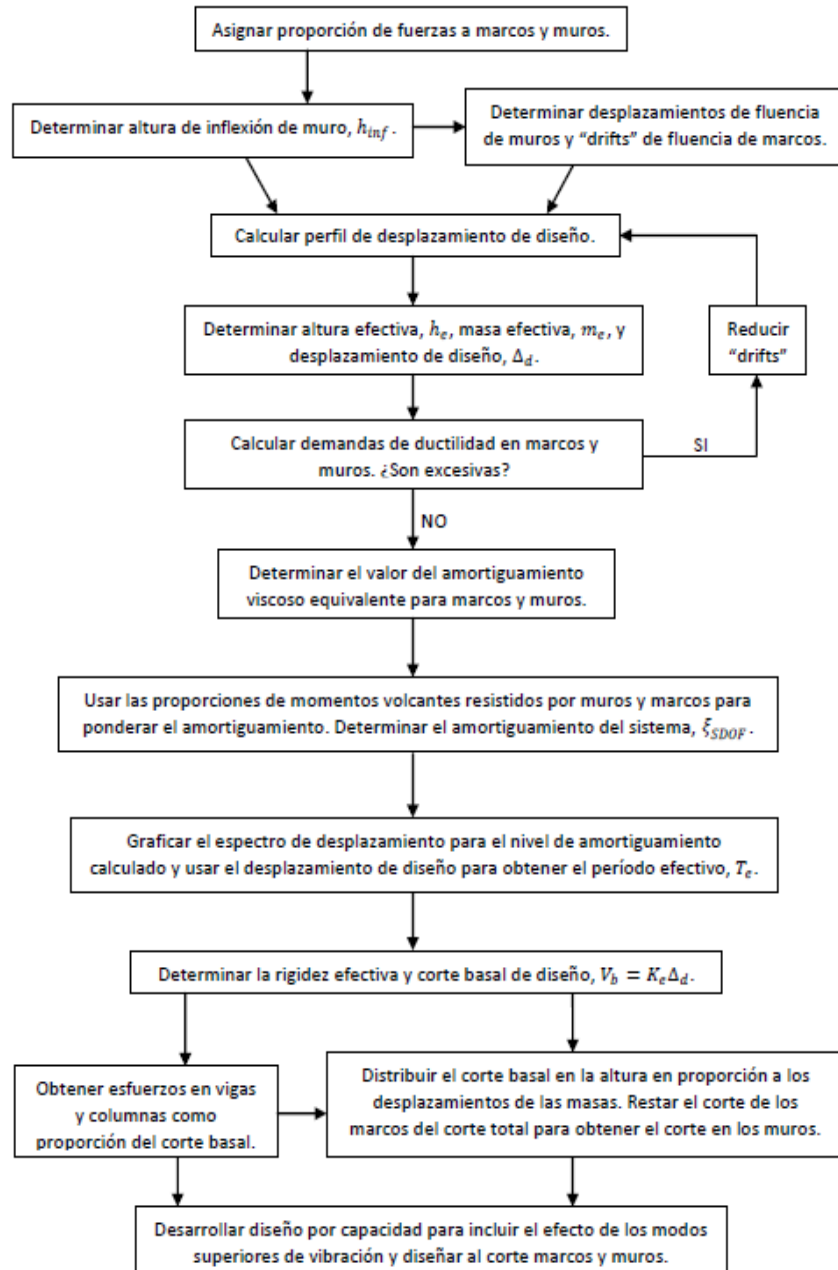


Figura 36. Diagrama de flujo de la interpretación de método; Fuente: (Jiménez Velasco & Jovel Rodríguez , 2017)

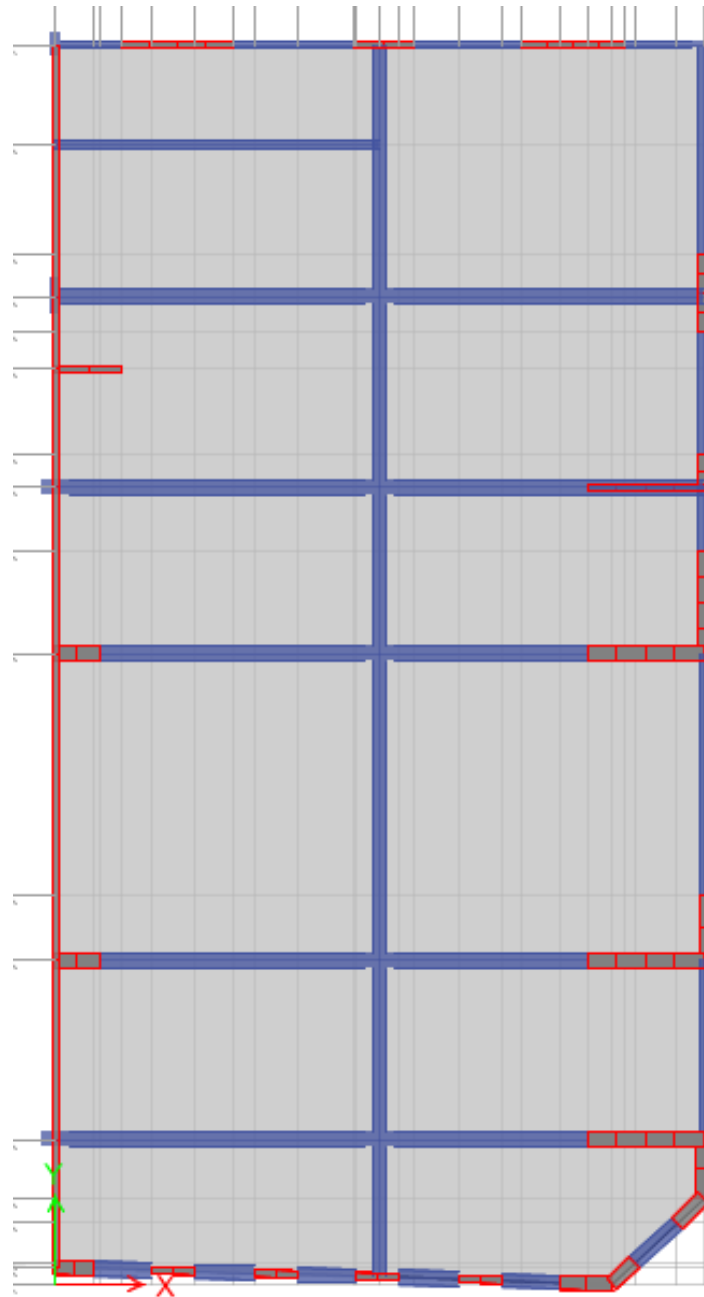


Figura 37. Vista en planta de modelo estructural a evaluar; Fuente: (Elaboración propia)

4.3.1. Aplicación del método DDBD

Se aplicará completamente el diagrama de flujo mostrado en la figura 37, para la evaluación de la estructura indicada en apartados anteriores.

Tabla 34.
Determinación del punto de inflexión

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Nivel	H (m)	m (ton)	mH	Fi (relativo)	Vti	Motm	Vfi (frame)	Vw(wall)	Mw(wall)
3	10.5	197.376	2072.443	0.3333	0.3333	0	0.3	0.0333	0
2	7	394.751	2763.258	0.4444	0.7778	1.1667	0.3	0.4778	0.1167
1	3.5	394.751	1381.629	0.2222	1.0000	3.8889	0.3	0.7000	1.7889
0	0	0	0	0.0000	1.0000	7.3889	0.3	0.7000	4.2389
Sum		986.878	6217.330	1.0000					

Fuente: (Elaboración propia).

En la Tabla 34, MOTM,i es el momento total, Vi,wall es el corte en los muros y finalmente Mi,wall es el momento de los muros, todos en el piso i-ésimo.

El perfil de desplazamiento de fluencia del muro se determina con la curvatura de fluencia según las ecuaciones siguientes

De la ecuación 23 de $H_i \leq H_{cf}$

$$\Delta_{yi} = \phi_{yw} \left(\frac{H_i^3}{2} - \frac{H_i^3}{6H_{CF}} \right)$$

De la ecuación 24 de $H_i > H_{cf}$

$$\Delta_{yi} = \phi_{yw} \left(\frac{H_{CF}H_i}{2} - \frac{H_{CF}^2}{6} \right)$$

4.3.2. Características de la estructura sustituta

La siguiente tabla resume las propiedades de la estructura sustituta calculadas.

Tabla 35.
Características de la estructura de Igdl

Masa Efectiva m_e [ton]	Altura Efectiva h_e [m]	Desplazamiento de Diseño Δ_d [m]
459.46	9.08	0.029

En esta tabla se resume la estructura sustituta que se logra a través del método DDBD; Fuente: (Elaboración propia).

4.3.3. Demandas de ductilidad, amortiguamiento equivalente y periodo efectivo

Las demandas de ductilidad de deformación sobre los muros pueden estimarse usando las características de la estructura sustituta de la sección 4.3.2.

Tabla 36.
Resumen de resultados obtenidos

M_{wall}	μ_{wall}	ξ_{wall}	M_{frame}	μ_{frame}	ξ_{frame}	ξ_{SDOF}
4.24	1	5.00 %	7.39	1.00	5.00 %	5.00 %

Fuente: (Elaboración propia).

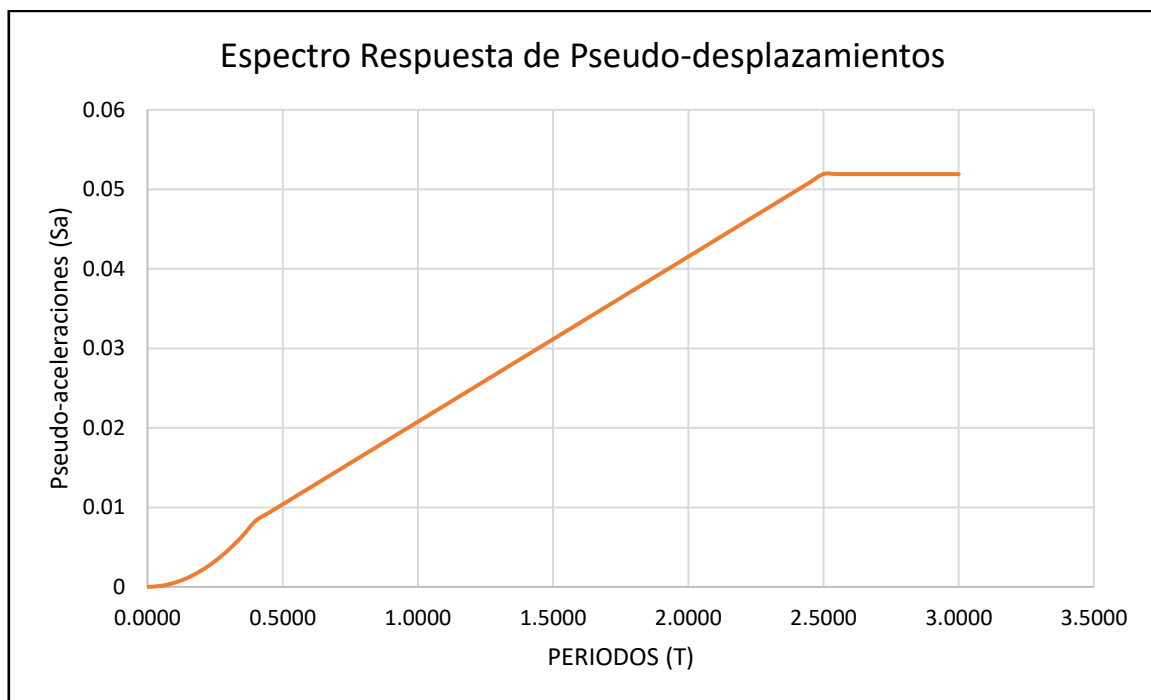


Figura 38 Espectro de desplazamiento para sistema estructural; Fuente: Elaboración propia

El periodo efectivo T_e estimado fue 1.38 segundos

4.3.4. Cortante basal de diseño para sistema SDOF

De las ecuaciones de la sección 4.1.5.5.6. Se obtienen la rigidez efectiva y el cortante basal de diseño respectivamente

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2}$$

$$F = V_b = K_e \Delta_d$$

El valor K_e = estimado fue 9524.57 tonf/m y el $V_b = 272.444 tonf$

Que nos da un resultado de 27.6 % de la masa total.

4.3.5. Distribución del cortante basal

Se obtuvo en ambas direcciones distribuidas por nivel.

Tabla 37.
Distribución de cortantes en dirección X-Y

NIVEL	Vx (ton)	Vy (ton)
3	103.93	90.81
2	242.50	211.90
1	311.79	272.44

Fuente: (Elaboración propia).

Load Set 1 of 1				
Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
STORY3	D3	311.79	0	0
STORY2	D2	242.5	0	0
STORY1	D1	103.93	0	0

Figura 39. Fuerzas asignadas según las cortantes obtenidas por el método DDBD en dirección X; Fuente: (Elaboración propia)

Load Set 1 of 1				
Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
STORY3	D3	0	272.44	0
STORY2	D2	0	211.90	0
STORY1	D1	0	90.81	0

Figura 40. Fuerzas asignadas según las cortantes obtenidas por el método DDBD en dirección Y; Fuente: (Elaboración propia)

4.3.6. Diseño de los elementos

Para el diseño de los elementos, se utilizaron los mismos definidos del modelo a evaluar adaptado para así probar el correcto diseño estructural, y para realizar la comparación de ambos métodos en cuanto a diseño, la estructura contempla columnas entre 30 x 60 cm² y 30 x 60 cm², las vigas principales y secundarias son 30 x 60 cm² y 25 x 60 cm² respectivamente, el sistema de entre piso es de losa aligerada en una

dirección con espesor de 25 cm, para el sistema de muros estructurales se tomó un espesor de 25 cm.

Tabla 38.
Diseño de columnas externas

PISO	COLUMNAS	CUANTIA DE REFUERZO	AREA cm2	Pu tonf
3	30X60	1.00%	18	8.8951
2	30X60	1.00%	18	16.7392
1	30X60	1.00%	18	26.6579

Resultados obtenidos del análisis con el software etabs, columnas C1; Fuente: (Elaboración propia)

Tabla 39.
Diseño de columnas internas

PISO	COLUMNAS	CUANTIA DE REFUERZO	AREA cm2	Pu tonf
3	30X60	1.27%	23	15.5518
2	30X60	1.28%	23	17.8667
1	30X60	1.28%	18	26.6579

Resultados obtenidos del análisis con el software etabs, columnas C2; Fuente: (Elaboración propia)

Tabla 40.
Diseño de vigas principales

PISO	VIGA PRIN	End - i	Middle	End - j
3	30X60	0.33%	0.28%	0.35%
2	30X60	0.52%	0.26%	0.63%
1	30X60	0.50%	0.25%	0.52%

Resultados obtenidos del análisis con el software etabs en dirección X, vigas principales; Fuente: (Elaboración propia)

Tabla 41.
Diseño de vigas secundarias

PISO	VIGA SEC	End - i	Middle	End - j
3	25X60	0.16%	0.14%	0.24%
2	25X60	0.30%	0.25%	0.35%
1	25X60	0.28%	0.21%	0.31%

Resultados obtenidos del análisis con el software etabs en dirección Y, vigas secundarias; Fuente: (Elaboración propia)

Tabla 42.
Diseño de muros

ELEMENTO	DIRECCION	PISO	E. MURO	Área Rebar TOP	Área Rebar BOT
MURO	X	1	25	9.43	58.32
		2	25	17.35	21.28
		3	25	12.74	11.69
MURO	Y	1	25	24.58	68.08
		2	25	35.47	39.34
		3	25	31.19	25.86

Se muestra los resultados del diseño estructural de los muros; Fuente: (Elaboración propia)

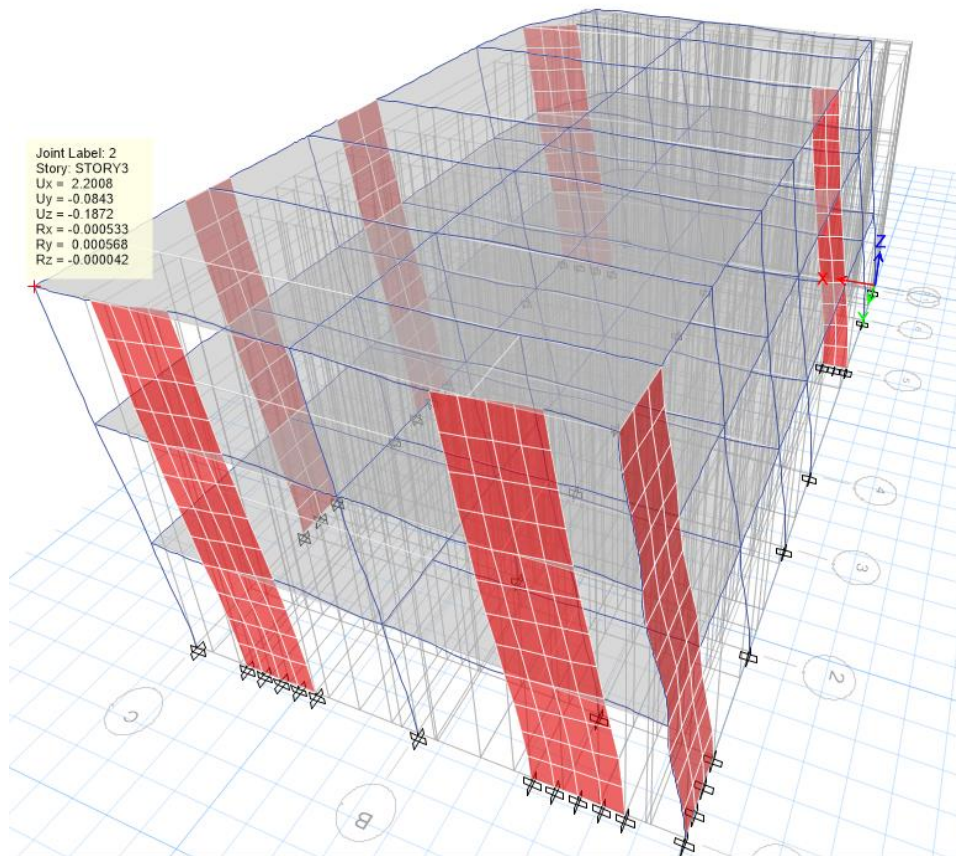


Figura 41. Imagen captada en el desplazamiento en dirección X mediante el método de DDBD con las cortantes obtenidas; Fuente:(Elaboración propia)

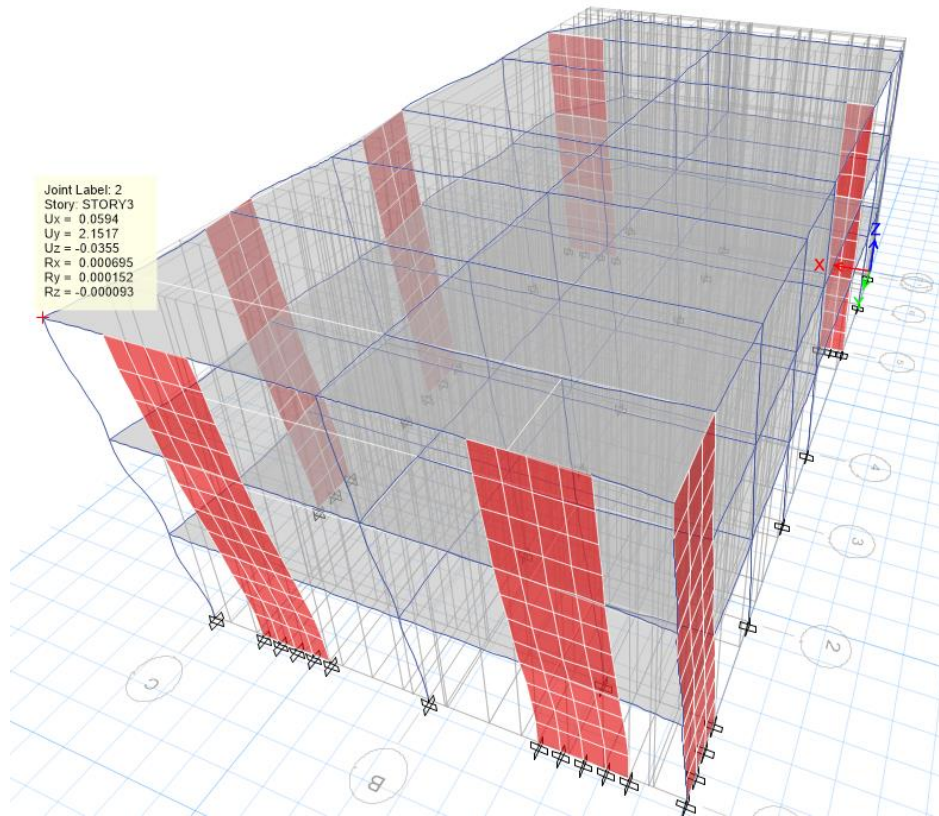


Figura 42. Imagen captada en el desplazamiento en dirección Y mediante el método de DDBD con las cortantes obtenidas; Fuente:(Elaboración propia).

4.4. VERIFICACIÓN DEL MÉTODO DDBD

4.4.1. Análisis comparativo

Se presenta en una tabla un análisis comparativo entre las características de ambos métodos evaluando la estructura adaptada.

Tabla 43

Comparación de los niveles esperados del método estático.

Derivas Máximas obtenidas y Niveles de daños esperados			
Deriva máxima	Análisis Estático	Pushover cm	Conclusión
"X"	1.705	1.891	Ambos desplazamientos se encuentran bajo el límite establecido por la norma.
"Y"	2.015	2.142	

La tabla obtenida mediante el método de fuerzas para ver el control de daños de la estructura; Fuente: (Elaboración propia).

Tabla 44
Comparación de los niveles esperados del método DDBD

Derivas Máximas obtenidas y Niveles de daños esperados.			
Deriva máxima	DDBD cm	Pushover cm	Conclusión
“X”	2.94	1.891	Ambos desplazamientos se encuentran bajo el límite establecido por la norma.
“Y”	2.86	2.142	

Resultados obtenidos durante el proceso de evaluación, comparándolo así con los métodos existentes para así ver la confiabilidad del método propuesto; Fuente: (Elaboración propia).

Tabla 45
Análisis comparativo de validación del método DDBD.

Análisis comparativo		
Condición	Método estático	Método DDBD
Estructuración	La estructura está conformada por columnas, vigas y muros con espesor variable desde los cimientos hasta la máxima altura, modificando el modelo para adaptarlo a un sistema dual.	La estructura está conformada por columnas, vigas y muros con espesor variable desde los cimientos hasta la máxima altura, modificando el modelo para adaptarlo a un sistema dual.
Cortantes de la estructura	Las cortantes obtenidas se hallan a través del método basado en fuerzas mediante los códigos que dictan en la norma E.030.	La cortante basal se obtiene realizando los lineamientos del libro de Priestley y otros, combinándolo a las derivas límites establecidas en la norma E.030.

Cortantes aplicadas a la estructura.	<p>El cortante aplicada en cada dirección del edificio elegido tiene valor de:</p> <p>X: 206.159 tonf</p> <p>Y: 206.159 tonf</p>	<p>El cortante aplicada en cada dirección del edificio elegido tiene valor de:</p> <p>X: 311.79 tonf</p> <p>Y: 272.444 tonf</p>
Validación esperada	<p>Los resultados se validaron obteniendo los desplazamientos máximos mediante el método estático no lineal (pushover):</p> <p>Estático:</p> <p>X: 1.705 cm</p> <p>Y: 2.015 cm</p> <p>Estático no lineal:</p> <p>X: 1.891 cm</p> <p>Y: 2.142 cm</p> <p>Ambos métodos se hallan dentro de un nivel de ocupación inmediata por lo que la estructura está bien diseñada, por otra parte, se puede observar que el desplazamiento en el análisis no lineal es mayor que el análisis estático.</p>	<p>Los desplazamientos obtenidos mediante un el método de diseño basado en desplazamientos y el análisis no lineal nos dan los siguientes resultados:</p> <p>DDBD:</p> <p>X: 2.94 cm</p> <p>Y: 2.86 cm</p> <p>Estático no lineal:</p> <p>X: 1.891 cm</p> <p>Y: 2.142 cm</p> <p>Ambos desplazamientos se encuentran en el nivel de ocupación inmediata, por los daños esperados. Además, puede verse que los desplazamientos son similares por lo que se puede concluir que el método de DDBD resulta eficiente por lo tanto funciona.</p>

Esta tabla comparativa nos muestra que en método de diseño basado en desplazamientos funciona, ya que se obtuvo resultados similares y conservadores.

4.5. COMPROBACIÓN DE HIPÓTESIS (DISCUSIÓN)

Habiendo desarrollado el método de evaluación propuesto bajo grandes fuentes de investigación para generar resultados favorables se muestra: las hipótesis que se planteó desde inicio de esta investigación, la evaluación mediante un enfoque basado en desplazamientos.

Tabla 46
Comprobación de hipótesis

Hipótesis planteada	Teorías aplicables	Experiencias obtenidas	Observaciones
Evaluando mediante un enfoque basado en desplazamientos, permite diseñar estructuras en forma racional el diseño sísmico de un edificio dual de concreto armado de la ciudad de Tacna.	Enfoque de un sistema de diseño sísmico, basado en fuerzas y diseño sísmico basado en desplazamientos.	Los resultados obtenidos fueron aceptables para la evaluación del edificio. El método brinda un mayor manejo y seguridad al establecer las derivas límites de cada código.	El método de DDBD para sistemas duales brinda mejor manejo para las deformaciones y derivas de entre piso.
Determinando el desplazamiento de diseño sísmico y sistema equivalente de un grado de libertad de un edificio dual de concreto armado, permitirá tener un comportamiento sísmico estructural apropiado.	Desplazamientos de diseño y análisis de la estructura sustituta según Shivata y Gozen.	Al hallar la estructura sustituta se puede manejar las limitaciones de los códigos. Las propiedades y características que lo conforma nos sirven para distribuir más cómodamente a la estructura real generando esto un comportamiento apropiado real.	Es fundamental realizar un diseño estático no lineal u otro método confiable para dar validez al diseño por DDBD ya que, al ser un sistema de un grado de libertad, no considera lo modos de vibrar en los últimos niveles de una estructura real.

Determinando el amortiguamiento viscoso en función a las demandas de ductilidad permite tener el desplazamiento de diseño sísmico de un edificio dual.	Principios basados en la dinámica estructural y la noción de las características modales superiores en la respuesta de los edificios.	Hallando el amortiguamiento viscoso para cada sistema estructural y combinándolas con ecuaciones nos brinda un mejor manejo y confianza en la ductilidad.	El método de DDBD presenta pequeños errores al determinar la ductilidad del sistema, por estar limitada a la altura del edificio. Por lo tanto, al estar el amortiguamiento en función de esta también presenta errores para edificios menores de 3 niveles.
Determinando la rigidez requerida y cortante basal, utilizando un espectro de desplazamiento permite mejorar el diseño sísmico.	Formulación básica del método de diseño basado en desplazamientos, que caracteriza la estructura por rigidez secante al desplazamiento máximo.	El espectro de aceleración descrita por la norma E.030 nos permite hallar el espectro de desplazamiento para poder realizar el diseño desde el amortiguamiento y ductilidad del sistema.	Obtenido el espectro de aceleración el método del DDBD nos permite mayor facilidad y versatilidad para el diseño sísmico.

En la tabla se muestra las teorías y experiencias utilizadas haciendo uso del método de DDBD, cabe señalar que también incluye observaciones realizadas; Fuente: (Elaboración propia).

4.6. PROPUESTA

Con el objetivo de ampliar los conocimientos y el alcance de la aplicación del método de diseño directo basado en desplazamientos se propone que en el futuro se realicen las siguientes investigaciones:

- Diseñar otro tipo de edificaciones con variación en propiedades y materiales diferentes conjuntamente con diferentes demandas sísmicas, teniendo en cuenta las consideraciones referentes, con la finalidad de realizar un comparativo numérico y ver la variación entre las mismas para ver la precisión y manejabilidad de esta metodología.
- Se realizará trabajos experimentales que permitirán validar los parámetros utilizados en un procedimiento sísmico basado en la metodología DDBD ya descritos en este trabajo de tesis, con la finalidad de aumentar la confianza y su práctica regular en el ámbito del diseño estructural.
- Se recomienda que siempre que se utilice un programa para análisis y diseño de estructuras, se revise detenidamente como se realiza dicho análisis y si los resultados que se obtiene se encuentran dentro del rango de lo esperado para los valores de entrada que se ingresan al programa. Un error de esta índole puede alterar significativamente los resultados y las decisiones.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

Después de evaluar los resultados adquiridos, se finaliza que los objetivos proyectados para el desarrollo de este trabajo de tesis se han podido cumplir. Con respecto al método directo basado en desplazamientos (DDBD) que se aplicó para evaluar la estructura propuesta, se relacionará de manera puntual enfoques relacionados con la metodología, herramientas de software y los resultados finales.

- Una vez realizado el análisis estructural se concluye que el método de diseño directo basado en desplazamiento es de aplicación relativamente más sencilla que el método de las fuerzas, incitando a hacer más común su uso. La principal característica de su sencillez radica en que el DDBD logra sustituir la estructura real por una estructura de un grado de libertad equivalente. Ya que, esto tiene mucho que ver con que si la estructura es regular o con muchas particularidades en la distribución estructural y en su geometría como las que proyectan la arquitectura actual.
- Como se ilustra en este documento el método propuesto es relativamente simple con las únicas complejidades derivadas de la determinación del grado de amortiguamiento equivalente en función a las demandas de ductilidad y perfiles de desplazamiento. A pesar de lo elegante que pueda parecer el procedimiento no está sin limitaciones. Conceptualmente este procedimiento debe limitarse a pórticos regulares con niveles menores a 3 pisos, pórticos a momento más altos y pórticos con periodos más largos indican un incremento en la contribución de los modos superiores limitando así el procedimiento DDBD. Se recomienda

además limitar el procedimiento a aquellas estructuras con un periodo equivalente no exceda los cuatro segundos.

- Se encontró que los resultados analizados están generalmente de acuerdo con los parámetros de diseño evaluados desde la representación efectiva de un grado de libertad en su modo fundamental determinando la rigidez requerida y cortante basal del sistema equivalente. Esto es en parte una consecuencia de la importancia que el método le otorga a la distribución de las masas y la atención puntual del perfil de desplazamiento de fluencia que resulta en una mejor estimación de las demandas de diseño de ductilidad de desplazamiento.
- El método de análisis estático no lineal conocido como pushover a pesar de las limitaciones ya discutidas, constituye una herramienta que permite explorar el grado de incursión no lineal de la estructura, llevándola a desarrollar toda su capacidad, además muestra el nivel de fallas presente en el edificio paso a paso, otorga una mejor percepción de la respuesta post-fluencia de los pórticos del edificio permitiendo identificar la secuencia de plastificaciones y las diferentes ubicaciones o grados de daño de la estructura.

En conclusión, esta evaluación ha ilustrado claramente que el nuevo procedimiento de diseño para estructuras de marco-pared proporciona un excelente control de las desviaciones y desplazamientos de pisos para edificios de gran altura.

5.2. RECOMENDACIONES

Al realizar la comparación de ambos métodos se observa que el DDBD genera diseños bien reforzados por ende genere mayor gasto, en comparación con el método de fuerzas, por lo que se recomienda:

- Este trabajo se realizó con el fin de evaluar un edificio típico de la ciudad de Tacna mediante el método del DDBD, lo cual se realizó lo indicado en la norma técnica E.030, sin embargo, es recomendable a la comunidad de ingeniería civil que se lleve a cabo esta misma investigación con la aplicación del método DDBD haciendo uso de otras propiedades y métodos de validación.
- El método de nuestra norma genera estructuras que tienen un comportamiento deficiente en cuanto al sismo. Se recomienda a los ingenieros civiles reevaluar la normativa actual en caso del factor de reducción sísmica “R” ya que al ser un valor elevado produce solicitaciones sísmicas bajas y esto ocasiona estructuras menos reforzadas.
- Se recomienda a los futuros investigadores interesados en esta metodología, no aplicar este método de diseño basado en desplazamientos a estructuras de baja altura por lo general menores a 3 niveles ya que al realizar varios ensayos se presentó errores, por lo que el método DDBD utiliza el amortiguamiento mínimo en función a las demandas de ductilidad.
- Esta investigación se realizó con un mayor enfoque en el método de DDBD, pero se describió diferentes métodos alternativos basados en desplazamientos de diversos autores con lo que se recomienda a la comunidad de ingenieros civiles realizar investigaciones complementando el diseño por desplazamientos y comparándolas con el DDBD.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguiar Falconí, R. (2003). *Análisis Sísmico por Desempeño*. Universidad de fuerzas armadas ESPE.
- Aporta, W. J., Guarnieri , M. A., & Seguin, C. E. (2003). Diseño estructural por desplazamientos para sistemas de múltiples grados de libertad. *ENIEF 2003 - XIII Congreso sobre métodos numéricos y sus aplicaciones*, Mecánica computacional Vol. XXII.
- Bairan, J. M. (2011). *Estudio comparativo de diseño sísmico basado en fuerzas y desplazamientos aplicados a un edificio de hormigón armado de media altura*. CATALUYA: V congreso ache.
- Blandon U, C. (2004). *EQUIVALENT VISCOUS DAMPING EQUATIONS FOR DIRECT DISPLACEMENT BASED DESIGN* . Pavia: Istituto Universitario di Studi Superiori.
- Chandler , A., & Mendis, P. (2000). Performance of reinforced concrete frames using force and displacement based seismic assessment methods . *Engineering Structures* , 352-363.
- Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de estructuras*. México: Pearson Educación.
- Gómez Hurtado, C. A. (2015). *Análisis comparativo entre la metodología de diseño basada en fuerzas y la metodología de diseño basada en desplazamiento para sistemas combinados*. Bogotá : Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.
- Jiménez Velasco, R. J., & Jovel Rodríguez , G. J. (2017). *Evaluación del diseño por desempeño basado en desplazamientos aplicado a sistema de marcos de concreto reforzado combinados con paredes de corte*. San Salvador: Universidad de El Salvador.
- López, S., & Ayala, G. (2013). Método de diseño Sísmico Basado en Desplazamientos para Marcos de Concreto Reforzado. *Revista de Ingeniería Sísmica N° 88*, 91-111.

- Méndez Silva, T. D. (2011). *Estudio comparativo de métodos de diseño sísmico basados en desplazamientos aplicados a estructuras reticulares de concreto reforzado*. México: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Morales Gómez, A. (2015). *Diseño de un edificio de hormigón armado usando el método directo basado en desplazamientos*. Chile: Pontificia Universidad Católica de Chile.
- Moreno Gonzales, R., & Bairán, J. M. (2011). Estudio comparativo de los métodos de diseño sísmico basados en fuerzas y desplazamientos aplicados a un edificio de hormigón armado de mediana altura. *V congreso de 'ACHE*, 1 - 10.
- Ordóñez, J. L. (2015). *Diseño sísmico basado en desplazamientos de estructuras de concreto armado aperticadas y estructuras con muros de corte*. Quito - Ecuador: Escuela Politécnica Nacional.
- Paulay, T. (2002). A Displacement-Focused Seismic design of Mixed Building Systems. *Earthquake Spectra*, 689-718.
- Pérez Vargas, F. J. (2014). *DISEÑO SISMICO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS*. Medellín: ANDES análisis y diseño de edificios.
- Priestley, M., Calvi, G., & Kowalsky, M. (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. Pavia: IUSS PRESS.
- Suárez, V. (2009). Diseño Basado en Desplazamiento, una alternativa racional al diseño basado en fuerzas. *Revista tecnología ESPOL*, 47-59.
- Sullivan, T., Priestley, M., & Calvi, G. (2006). Seismic design of frame-wall structures. *ROSE Research report n° 2006/02*, 333 .

ANEXOS

MATRIZ DE CONSISTENCIA

TÍTULO: EVALUACIÓN SÍSMICA DE UN EDIFICIO DUAL DE CONCRETO ARMADO UBICADO EN LA CIUDAD DE TACNA, MEDIANTE UN ENFOQUE BASADO EN DESPLAZAMIENTOS

MAESTRANTE: Ing. LUIS HOLGER SUCAPUCA ROJAS

PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	<u>VARIABLES</u>	DIMENSIONES	INDICADORES	METODOLOGÍA	
PROBLEMA GENERAL:	OBJETIVO GENERAL:	HIPÓTESIS PRINCIPAL:	VARIABLE INDEPENDIENTE			Tipo de investigación Descriptivo-Explicativo.	
¿Qué variación existe en la evaluación sísmica estructural de un edificio dual de concreto armado ubicado en la ciudad de Tacna, aplicando un enfoque del método basado en desplazamientos?	Evaluar sísmicamente un edificio dual de concreto armado ubicado en la ciudad de Tacna, mediante un enfoque del método basado en desplazamientos.	Evaluando mediante un enfoque basado en desplazamientos permite diseñar estructuras en forma racional el diseño sísmico de un edificio dual de concreto armado de la ciudad de Tacna.	Modelo estructural del edificio dual	Comportamiento sísmico Niveles de daño	Desplazamientos Deformación Fuerzas	Nivel de investigación aplicada Diseño experimental Población y muestra Población de estudio Edificios de la ciudad de Tacna Muestra Edificio dual. Técnicas de recolección de datos	
PROBLEMAS ESPECÍFICOS:	OBJETIVOS ESPECÍFICOS:	HIPÓTESIS ESPECÍFICAS:	VARIABLE DEPENDIENTE			- Observación -Hoja de cálculo -Software Todas las idealizaciones estructurales, modelos, a evaluación se realizará con el uso de programas como software de análisis ETABS y/o SAP2000, donde se revisará la información obtenida haciendo las comparaciones de los registros para realizar el modelo en tiempo historia.	
¿Cuál es el desplazamiento viscoso equivalente en función a las demandas de ductilidad para el desplazamiento de diseño?	Determinar el desplazamiento de diseño sísmico y sistema equivalente de un grado de libertad de un edificio dual de concreto armado.	Determinando el desplazamiento de diseño sísmico y sistema equivalente de un grado de libertad de un edificio dual de concreto armado permitirá tener un comportamiento sísmico estructural apropiado.	Enfoque de diseño basado en desplazamientos	Sistema equivalente de 1 grado de libertad Diseño por desempeño	Amortiguamiento viscoso Rigidez requerida Elementos estructurales		
¿Cuál es el amortiguamiento viscoso equivalente en función a las demandas de ductilidad para el desplazamiento de diseño?	Determinar el amortiguamiento viscoso equivalente en función a las demandas de ductilidad para el desplazamiento de diseño	Determinando el amortiguamiento viscoso en función a las demandas de ductilidad permite tener en desplazamiento de diseño sísmico de un edificio dual.					
¿Cuál es la rigidez requerida y cortante basal, usando un espectro de desplazamiento?	Determinar la rigidez requerida y cortante basal del sistema equivalente usando un espectro de desplazamiento	Determinando la rigidez requerida y cortante basal, utilizando un espectro de desplazamientos permite mejorar el diseño sísmico.					