

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**APLICACIÓN DEL DDBD (DIRECT DISPLACEMENT BASE
DESIGN) Y COMPARACIÓN CON EL FBD (FORCE BASE DESIGN)
EN ESTRUCTURAS REGULARES DE HASTA 4 PISOS.
(ENFOCADO A EVALUAR GEOMETRÍA ESTRUCTURAL)
ESTRUCTURAS DE MUROS ACOPLADOS DE HORMIGÓN
ARMADO**

**TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR PRESENTADO COMO
REQUISITO PARA LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

JORGE ANDRÉS BURGOS PROAÑO

jorge.a.burgos28@gmail.com

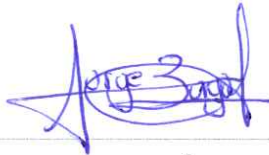
DIRECTOR: DIEGO ANDRÉS SOSA CAIZA

diego.sosac@epn.edu.ec

DMQ, marzo 2022


CERTIFICACIONES

Yo, JORGE ANDRÉS BURGOS PROAÑO declaro que el trabajo de integración curricular aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.



JORGE ANDRÉS BURGOS PROAÑO

Certifico que el presente trabajo de integración curricular fue desarrollado por JORGE ANDRÉS BURGOS PROAÑO, bajo mi supervisión.



DIEGO ANDRÉS SOSA CAIZA

DECLARACIÓN DE AUTORÍA

A través de la presente declaración, afirmamos que el trabajo de integración curricular aquí descrito, así como el (los) producto(s) resultante(s) del mismo, son públicos y estarán a disposición de la comunidad a través del repositorio institucional de la Escuela Politécnica Nacional; sin embargo, la titularidad de los derechos patrimoniales nos corresponde a los autores que hemos contribuido en el desarrollo del presente trabajo; observando para el efecto las disposiciones establecidas por el órgano competente en propiedad intelectual, la normativa interna y demás normas.

JORGE ANDRÉS BURGOS PROAÑO

DIEGO ANDRÉS SOSA CAIZA

DEDICATORIA

A mis padres, Tamara y Jorge por su apoyo y amor incondicional.

AGRADECIMIENTO

Al PhD Diego Sosa por compartirme de su tiempo y de sus conocimientos, puesto que sin su ayuda la consecución de este trabajo no hubiera sido posible, gracias por su paciencia, sus consejos y su supervisión continua. De igual forma quiero agradecer a cada docente que tuvo parte en mi formación académica, gracias por la tolerancia y el empeño puesto en la construcción del conocimiento. Gracias a la Escuela Politécnica Nacional por la valiosa oportunidad de estudiar.

A mis padres, Tamara y Jorge por su apoyo incondicional en cada etapa de mi formación, por inculcarme valores como la responsabilidad y la perseverancia, de gran importancia para la obtención de esta meta. De igual forma agradezco a mis amigos, Gandy, Vane, Jonathan, Esteban y Paola, por su compañía, por los momentos amenos que pasamos juntos, por cada risa, y por haber hecho de esta etapa, una etapa digna de recordar, sin duda no lo hubiera logrado sin ustedes.

ÍNDICE DE CONTENIDO

CERTIFICACIONES	I
DECLARACIÓN DE AUTORÍA	II
DEDICATORIA	III
AGRADECIMIENTO	IV
ÍNDICE DE CONTENIDO.....	V
RESUMEN.....	XI
ABSTRACT.....	XII
1 DESCRIPCIÓN DEL COMPONENTE DESARROLLADO	1
1.1 Objetivo general.....	2
1.2 Objetivos específicos	2
1.3 Alcance	2
1.4 Marco teórico	2
2 METODOLOGÍA.....	16
2.1 Descripción del proyecto.....	16
2.2 Definición de materiales	18
2.3 Cargas gravitacionales.....	18
2.4 Predimensionamiento de elementos estructurales	20
2.5 Diseño Basado en Fuerzas (FBD).....	23
2.6 Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD)	30
2.7 Modelación estructural	47
2.8 Diseño por capacidad de elementos estructurales	50
3 RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	59
3.1 Resultados	59
3.2 Conclusiones	73
3.3 Recomendaciones	75
4 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	77
5 ANEXOS	79
ANEXO I	79
ANEXO II	80
ANEXO III	81
ANEXO IV.....	88
ANEXO V.....	91
ANEXO VI.....	93

ANEXO VII.....	94
ANEXO VIII.....	99
ANEXO IX.....	102
ANEXO X.....	104
ANEXO XI.....	108
ANEXO XII.....	114

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Estructura equivalente de 1 grado de libertad.....	4
Figura 1.2. Linealización equivalente.....	5
Figura 1.3. Estados Límites de la sección	6
Figura 1.4. Diagrama Momento curvatura	8
Figura 1.5. Formación de un espectro de respuesta	9
Figura 1.6. Representación de la respuesta inelástica.....	10
Figura 1.7. Diagrama de curvatura de una columna empotrada.....	11
Figura 1.8. Modelo de la rótula plástica de Priestley	11
Figura 1.9. Sistema de muros acoplados.....	14
Figura 1.10. Comparación de sistemas de muros acoplados	14
Figura 1.11. Mecanismos de resistencia a corte de vigas de acople.....	15
Figura 2.1. Esquema en planta y elevación de la Geometría 1	16
Figura 2.2. Esquema en planta y elevación de la Geometría 2	17
Figura 2.3. Esquema en planta y elevación de la Geometría 3	17
Figura 2.4. Espectro elástico de diseño de aceleraciones	24
Figura 2.5. Altura de contraflexura.....	31
Figura 2.6. Altura efectiva.....	32
Figura 2.7. Espectro de diseño de desplazamientos.....	38
Figura 2.8. Escalamiento del espectro elástico de desplazamientos.....	39
Figura 2.9. Efectos P-D en un sistema de un grado de libertad.....	42
Figura 2.10. Envoltentes de diseño por capacidad simplificadas.....	47
Figura 2.11. Fuente de masa	49
Figura 2.12. Ingreso de los coeficientes C y k para las tres geometrías	50
Figura 2.13. Diagrama de interacción (Geometría 1)	53
Figura 2.14. Refuerzo Diagonal para vigas de acople.....	59
Figura 3.1. Perfil de derivas y desplazamientos obtenidos del FBD correspondientes a la geometría 1.....	61
Figura 3.2. Perfil de derivas y desplazamientos obtenidos del FBD correspondientes a la geometría 2.....	62
Figura 3.3. Perfil de derivas y desplazamientos obtenidos del FBD correspondientes a la geometría 3.....	62
Figura 3.4. Armado del muro correspondiente a la geometría 1 en base al FBD.....	63
Figura 3.5. Armado del muro correspondiente a la geometría 2 en base al FBD.....	63
Figura 3.6. Armado del muro correspondiente a la geometría 3 en base al FBD.....	63

Figura 3.7. Armado de las vigas de acople de la geometría 1 en base al FBD.....	64
Figura 3.8. Armado de las vigas de acople de la geometría 2 en base al FBD.....	64
Figura 3.9. Armado de las vigas de acople de la geometría 3 en base al FBD.....	65
Figura 3.10. Perfil de derivas y desplazamientos obtenidos del DDBD correspondientes a la geometría 1.....	66
Figura 3.11. Perfil de derivas y desplazamientos obtenidos del DDBD correspondientes a la geometría 2.....	67
Figura 3.12. Perfil de derivas y desplazamientos obtenidos del DDBD correspondientes a la geometría 3.....	67
Figura 3.13. Armado del muro correspondiente a la geometría 1 en base al DDBD.....	68
Figura 3.14. Armado del muro correspondiente a la geometría 2 en base al DDBD.....	68
Figura 3.15. Armado del muro correspondiente a la geometría 3 en base al DDBD.....	68
Figura 3.16. Armado de las vigas de acople de la geometría 1 en base al DDBD.....	69
Figura 3.17. Armado de las vigas de acople de la geometría 2 y 3 en base al DDBD.....	69
Figura 3.18. Comparación de los cortantes en la base obtenidos del FBD y DDBD.....	70
Figura 3.19. Comparación de los momentos en la base obtenidos del FBD y DDBD.....	70
Figura 3.20. Comparación de perfil de derivas y desplazamientos de la geometría 1.....	71
Figura 3.21. Comparación de perfil de derivas y desplazamientos de la geometría 2.....	71
Figura 3.22. Comparación de perfil de derivas y desplazamientos de la geometría 3.....	72
Figura 5.1. Secuencia de operación para el Diseño Basado en Fuerzas.....	79
Figura 5.2. Secuencia de operación para el Diseño Basado en Desplazamientos.....	80
Figura 5.3. Áreas transformadas de acero.....	82
Figura 5.4. Diagrama de deformación de la sección transversal.....	83
Figura 5.5. Diagrama de esfuerzos de la sección transversal.....	83
Figura 5.6. Diagramas de la sección para el estado de control de daño.....	84
Figura 5.7. Diagrama Momento-curvatura obtenida mediante el proceso manual.....	87
Figura 5.8. Diagrama momento curvatura de la sección.....	88
Figura 5.9. Vista tridimensional de la Geometría 1.....	99
Figura 5.10. Vista tridimensional de la Geometría 2.....	100
Figura 5.11. Vista tridimensional de la Geometría 3.....	101
Figura 5.12. Definición del hormigón en ETABS ($f'c=280 \text{ kg/cm}^2$).....	102
Figura 5.13. Definición del acero de refuerzo en ETABS.....	103
Figura 5.14. Definición de Viga 25X30 cm en ETABS.....	104
Figura 5.15. Definición de columna exterior en ETABS.....	105
Figura 5.16. Definición de columna interior en ETABS.....	105
Figura 5.17. Definición muro de espesor de 40 cm en ETABS.....	106

Figura 5.18. Definición viga de acople de espesor de 35 cm en ETABS.....	107
Figura 5.19. Definición de losa en ETABS.....	107

INDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Propiedades de los materiales	18
Tabla 2.2. Peralte mínimo de vigas no preesforzadas.....	20
Tabla 2.3. Secciones de vigas.....	20
Tabla 2.4. Límites dimensionales para columnas	21
Tabla 2.5. Secciones de columnas.....	22
Tabla 2.6. Requisitos para el diseño de segmentos verticales de muro	22
Tabla 2.7. Secciones de las vigas de acople	23
Tabla 2.8. Términos del espectro de aceleraciones	24
Tabla 2.9. Valores del factor de zona "Z"	25
Tabla 2.10. Valores de la relación de amplificación espectral.....	25
Tabla 2.11. Coeficientes de perfil de suelo	25
Tabla 2.12. Espectro de aceleraciones S_a	26
Tabla 2.13. Terminología de las expresiones de la ecuación 2.6.....	26
Tabla 2.14. Periodo fundamental de vibración.....	27
Tabla 2.15. Términos para el cálculo del cortante basal.....	27
Tabla 2.16. Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles	28
Tabla 2.17. Coeficientes para el cálculo del cortante basal y aceleración espectral	29
Tabla 2.18. Carga reactiva y cortante basal.....	29
Tabla 2.19. Fracción del momento de volcamiento que absorbe la viga de acople.	31
Tabla 2.20. Altura de contraflexura y altura efectiva.....	32
Tabla 2.21. Curvatura y desplazamiento de fluencia del muro de acople.....	33
Tabla 2.22. Deriva de fluencia en H_{CF} de las vigas de acople.....	33
Tabla 2.23. Desplazamiento de diseño de los muros de acople	36
Tabla 2.24. Demanda de ductilidad de muros, vigas de acople y del sistema.....	36
Tabla 2.25. Amortiguamiento viscoso equivalente.....	37
Tabla 2.26. Espectro de diseño de desplazamientos	38
Tabla 2.27. Desplazamiento escalado para el amortiguamiento del sistema	39
Tabla 2.28. Periodo efectivo de la estructura.....	40
Tabla 2.29. Masa efectiva del sistema equivalente	41
Tabla 2.30. Rigidez efectiva del sistema	41
Tabla 2.31. Cortante basal y momento de volcamiento de la estructura	42

Tabla 2.32. Amplificación por efectos P- Δ	43
Tabla 2.33. Cortante basal distribuido en cada muro de acople	44
Tabla 2.34. Fuerza axial debido al sismo y fuerza gravitacional en el muro	44
Tabla 2.35. Fuerza cortante absorbida por las vigas de acople	45
Tabla 2.36. Cortante y momento de la envolvente de diseño.....	47
Tabla 2.37. Secciones definitivas de los elementos estructurales	48
Tabla 2.38. Inercias agrietadas de elementos estructurales	49
Tabla 2.39. Cargas muerta y viva	49
Tabla 3.1. Secciones definitivas de vigas y columnas en cm.	59
Tabla 3.2. Dimensiones definitivas de muros acoplados	60
Tabla 3.3. Dimensiones definitivas de muros acoplados	60
Tabla 3.4. Cortante Basal a partir del FBD.....	60
Tabla 3.5. Derivas inelásticas obtenidas mediante FBD	61
Tabla 3.6. Perfil de desplazamientos obtenido mediante FBD	61
Tabla 3.7. Momento y cortante basal de la estructura por DDBD	65
Tabla 3.8. Cortante y momento de la envolvente de diseño.....	65
Tabla 3.9. Derivas inelásticas obtenidas mediante DDBD	66
Tabla 3.10. Perfil de desplazamientos obtenido mediante DDBD	66
Tabla 3.11. Comparación de resultados de cortante y momento en la base	71
Tabla 3.12. Comparación entre derivas inelásticas	72
Tabla 3.13. Comparación entre desplazamientos laterales.....	72
Tabla 3.14. Comparación de cuantías de refuerzo longitudinal de los muros.....	73

RESUMEN

Actualmente, el Diseño Basado en Fuerzas o por sus siglas en inglés FBD, es la metodología de diseño estructural más utilizada y analizada para la obtención de las fuerzas sísmicas. Este método propone un análisis lineal para el diseño estructural, en donde, mediante espectros de diseño de aceleraciones se obtienen las fuerzas laterales y se las modifica aplicando factores de reducción sísmica. Sin embargo, este procedimiento presenta importantes incertidumbres y deficiencias relacionadas principalmente al cálculo de la capacidad de ductilidad, la rigidez de la estructura y su relación con la resistencia.

El Diseño Directo Basado en Desplazamientos o DDBD por sus siglas en inglés, propuesta por Priestley, Calvi & Kowalsky surge como una alternativa al procedimiento tradicional para solucionar dichas deficiencias. Este método utiliza como criterio básico para el diseño a los desplazamientos y deformaciones, buscando que la estructura logre un estado límite de desempeño ante un sismo dado.

En ambas metodologías se debe utilizar paralelamente los principios del diseño por capacidad para garantizar que en las regiones críticas de los elementos del sistema resistente se formen las rótulas plásticas, de tal forma que disipen energía, y que la estructura tenga un adecuado mecanismo de deformación plástica. El presente trabajo busca comparar estas dos alternativas de diseño, aplicándolas a una tipología estructural basada en muros acoplados de hormigón armado, que tiene como principal característica proporcionar gran rigidez y resistencia a toda estructura.

PALABRAS CLAVE: diseño basado en fuerzas, espectro de diseño, momento, cortante, diseño basado en desplazamientos curvatura, ductilidad, amortiguamiento, masa efectiva, desplazamientos, derivas, sistema equivalente, muros acoplados, vigas de acople, diseño por capacidad.

ABSTRACT

Currently, the Force-Based Design or FBD is the most widely used and analyzed structural seismic design methodology for estimate seismic forces. This method proposes a linear analysis for the structural design, obtaining the lateral forces from an acceleration design spectrum, and modifying them by seismic reduction factors. However, this procedure presents important uncertainties and deficiencies related to the calculation of the ductility capacity, the structure stiffness, and its relationship with the resistance.

Displacement-Based Direct Design or DDBD, proposed by Priestley, Calvi & Kowalsky, is an alternative to the traditional procedure to solve the FBD deficiencies. This method uses displacements and deformations as basic design criteria and tries the structure to achieve a performance limit state before a given earthquake.

In both methodologies, the capacity design principles must be used in parallel to guarantee the formation of plastic hinges in the critical regions of the resistant system elements, in such a way that the dissipate energy, and the structure has an adequate mechanism of plastic deformation. The present document compares these two design alternatives, applying them to a reinforced concrete coupled walls structural typology, which is characterized by providing great stiffness and resistance to structure.

KEYWORDS: force-based design, displacement-based design, capacity design, moment, shear, curvature, ductility, damping, effective mass, stiffness, displacements, drifts, equivalent system, coupled walls, coupler beams, design spectrum.

1 DESCRIPCIÓN DEL COMPONENTE DESARROLLADO

El componente analizará tres diferentes geometrías regulares de vanos de seis metros y una altura de entrepiso de tres metros, cuyo sistema sismorresistente consiste en muros acoplados de hormigón armado. Las estructuras están emplazadas en un suelo tipo B que tiene una aceleración pico del suelo (PGA) de 0.4g. La primera geometría consta de cuatro pisos y dos vanos por lado; la segunda, de cuatro pisos y un vano por lado; y la última de dos pisos y dos vanos. Previo al diseño sísmico, se plantea el predimensionamiento de columnas, muros, vigas y vigas de acople en base a la normativa ACI 318 19.

En el presente trabajo, se busca analizar y comparar el método tradicional por fuerzas FBD, con el método por desplazamientos DDBD, descrito por Priestley, Calvi, & Kowalsky. El método de fuerzas, de carácter obligatorio en Ecuador, se fundamentará en las consideraciones de la NEC-SE-DS: "Peligro sísmico", para la determinación del periodo fundamental de la estructura, el espectro de diseño de aceleraciones en base a las características de la zona, y el cortante basal; y se lo complementará con la modelación de las geometrías en el software ETABS.

Por otro lado, para la metodología de desplazamientos (DDBD) se considerará el procedimiento para estructuras de muros acoplados, descrito en el *libro Displacement-Based Seismic Design of Structures* y las recomendaciones de la NEC-SE-DS. Este método tiene la ventaja de tomar en cuenta en el diseño el nivel de daño estructural esperado, lo que la vuelve adecuada para regiones de alto peligro sísmico; y utiliza el principio de rigidez secante, por lo que se substituye a la estructura una por un sistema de un grado de libertad (SDOF), que se caracteriza principalmente por los siguientes parámetros: desplazamiento de diseño (Δ_D), masa efectiva (m_e), y amortiguamiento equivalente (ξ_{eq}). Una vez determinados estos parámetros es posible calcular el momento y el cortante basal.

El diseño de refuerzo de los elementos estructurales se basa en la filosofía del diseño por capacidad, en donde se busca garantizar la formación de rótulas plásticas en las zonas escogidas. Para ello se siguen las consideraciones de la ACI 318 19 y la NEC-SE-HM.

Como producto final, se obtendrán y compararán: secciones, cortante basal, momentos en la base del muro debido a la fuerza lateral, cuantías de armado de refuerzo y derivas de piso; obtenidas las dos metodologías.

1.1 Objetivo general

Analizar el Diseño Basado en Desplazamientos o DDBD enfocado en edificaciones de hormigón armado de hasta 4 pisos cuyo sistema sismorresistente consiste en muros acoplados y comparar con los resultados del Diseño Basado en Fuerzas (FBD).

1.2 Objetivos específicos

1. Aplicar la metodología basada en fuerzas para tipologías estructurales de muros acoplados de hasta 4 pisos según las consideraciones y criterios de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) para un análisis estático lineal.
2. Analizar y aplicar la metodología de desplazamientos para estructuras de muros acoplados de hormigón armado de hasta 4 pisos en base a la metodología establecida por Priestley, Calvi, & Kowalsky, y la NEC-SE-DS, determinando las características del sistema sustituto de un grado de libertad para cada geometría.
3. Realizar el diseño del acero de refuerzo de los elementos del sistema estructural, aplicando el diseño por capacidad, en base a las consideraciones de la ACI 318 19, a partir de las solicitaciones obtenidas tanto por el FBD como el DDBD.
4. Evaluar y comparar secciones, cortante basal, momentos en la base del muro debido a la fuerza lateral, cuantías de armado de refuerzo y derivas de piso obtenidas en cada metodología analizada.

1.3 Alcance

El proyecto evaluará las ventajas y deficiencias de la metodología tradicional basada en fuerzas para estructuras de muros acoplados de hormigón armado de tres geometrías diferentes para edificaciones de hasta 4 pisos, y lo comparará con el Diseño Basado en Desplazamientos, con el objetivo de promover y divulgar esta nueva alternativa.

1.4 Marco teórico

Diseño Basado en fuerzas (FBD)

En la actualidad, el diseño basado en fuerzas (FBD) es el método de uso más extendido para el diseño sísmico. Esta filosofía de diseño busca garantizar que la demanda sísmica a la que la estructura estará sometida no supere a la resistencia de los elementos estructurales. Consiste en un proceso iterativo en donde si las derivas y deformaciones superan a los valores límites indicados en la norma, se debe iniciar nuevamente el proceso,

rigidizando a la estructura hasta que se cumplan con los límites establecidos (Suquillo, 2017).

La estructura se diseña en base a un análisis lineal, usando fuerzas calculadas mediante espectros elásticos de diseño de aceleraciones, y que son afectadas mediante factores de reducción, para considerar el comportamiento de la estructura en el rango inelástico. Se espera el daño de ciertos elementos estructurales ante sismos intensos. A pesar de que al final del diseño se realiza una revisión de desplazamientos y derivas, no se logra garantizar que la estructura tenga un desempeño eficiente (López & Ayala, 2013).

En el **ANEXO I**, en la Figura 5.1 se ilustra este procedimiento mediante un diagrama de flujo.

Deficiencias del Diseño Basado en Fuerzas

El FBD, hoy en día de uso común, presenta ciertas deficiencias e incertidumbres, por lo que resulta importante el desarrollo de métodos de diseño sísmico alternativos que logren solucionar estos problemas, como el DDBD.

La metodología basada en fuerzas asume que la rigidez no es dependiente de la resistencia, por lo que considera al periodo de la estructura y a la rigidez como variables de diseño y las calcula sin conocer el refuerzo de acero de la sección. Comúnmente se asume reducciones de la rigidez de un elemento para tomar en cuenta los efectos del agrietamiento, que evidentemente influyen en la estimación de las fuerzas sísmicas, sin embargo, muchas veces este valor es diferente a la rigidez real (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007).

Los factores de reducción de fuerza sísmica (R) utilizados para el FBD únicamente toman en cuenta la tipología estructural, y obvian parámetros como factores de ductilidad y amortiguamiento, tipo de suelo, periodo fundamental, etc. Por lo que se estará asignando una demanda de ductilidad igual a todas las estructuras que se encuentren en una misma tipología, lo que representa un grave error (MIDUVI, 2014).

El procedimiento basado en fuerzas supone que, al incrementar la resistencia de la estructura se tendrá un diseño más seguro, lo cual es un argumento inválido. En primer lugar, esta hipótesis se fundamenta en la incorrecta asunción de que la rigidez no está directamente ligada con la resistencia, y, además se ha demostrado que muchas veces un acrecentamiento de la resistencia produce una pérdida de la capacidad de desplazamiento de la estructura, disminuyendo así su seguridad. Cabe recalcar que, a pesar de estas

deficiencias, el FBD combinado con el diseño por capacidad producen diseños seguros (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007).

Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD)

El diseño basado en desplazamientos (DBD) es un enfoque para el diseño estructural fundamentado en la relación entre las cargas aplicadas y los desplazamientos producidos, ligados a deformaciones de acuerdo con las leyes constitutivas de los materiales (Suquillo, 2017). El diseño parte de un desplazamiento objetivo, el cual depende de la deriva límite del código del país o del estado límite de diseño para el cual se esté trabajando. A diferencia del FBD, considera que, la rigidez y la resistencia no son una variable en el diseño, sino el resultado final, lo que garantiza que se obtengan resultados más cercanos a la realidad.

Existen múltiples propuestas para el desarrollo del DBD, entre ellas se tiene al *Diseño Directo Basado en desplazamientos* planteada por Priestley, Calvi & Kowalsky (2007) y recomendada por la NEC-SE-DS, la cual será analizada en el presente estudio. Este enfoque fue desarrollado por primera vez en 1993 como un método alternativo para la solución a las deficiencias del FBD (Ordóñez, 2015).

El DDBD difiere principalmente del FBD en que, caracteriza a toda la estructura con un sistema de un solo grado de libertad (SDOF) que simula la respuesta pico de desplazamiento, como se ilustra en la imagen presentada a continuación:

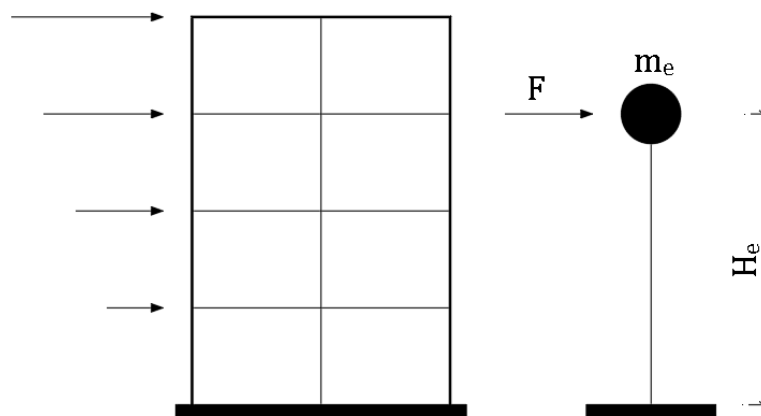


Figura 1.1. Estructura equivalente de 1 grado de libertad

Fuente: (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

La representación del sistema equivalente de un grado de libertad se realiza a partir del método de linealización equivalente (Figura 1.2), en donde la estructura inelástica en su desplazamiento máximo (Δ_D), es substituida por un sistema elástico representado por una

rigidez secante o efectiva (K_e) y por un amortiguamiento viscoso equivalente (ξ_{eq}) (Priestley, Seibe, & Calvi, 1996; MIDUVI, 2014).

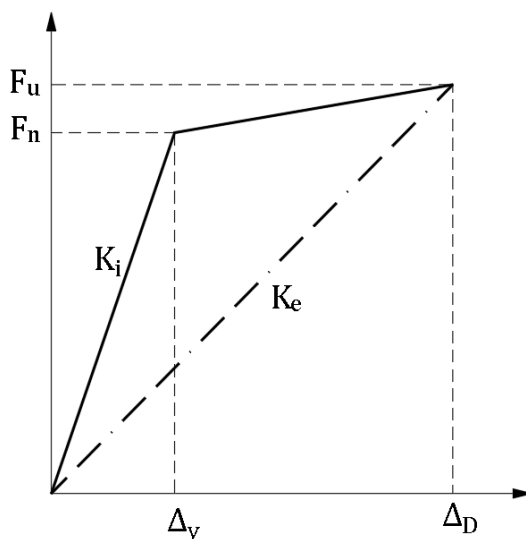


Figura 1.2. Linealización equivalente

Fuente: (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

El objetivo del DDBD es el diseño de una estructura que logre llegar a un estado límite de desempeño establecido, mas no estar limitado por uno, tal como sucede en el método de fuerzas. Para ello se calcula la resistencia requerida en las zonas donde se desarrollarán rótulas plásticas, y así lograr el desplazamiento objetivo. Este proceso debe ser combinado con el diseño por capacidad para garantizar la formación de rótulas plásticas (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007).

El proceso general para la aplicación del DDBD es el siguiente:

- Caracterización del sistema equivalente.
- Cálculo del desplazamiento objetivo.
- Determinación del espectro elástico de desplazamientos.
- Cálculo del momento y cortante basal.

El proceso para el Diseño Directo Basado en Desplazamientos se sintetiza en la Figura 5.2 del **ANEXO II**.

Estados Límites de desempeño

La ingeniería sísmica basada en desempeño, o por las siglas en inglés PBSE, es una metodología para el diseño y mantenimiento de las estructuras donde se propone lograr

niveles de diseño predecibles, o estados límites, en función de niveles específicos de sismo. Estos estados límites cuantifican el comportamiento de la estructura y de las secciones de los elementos.

Los estados límites de la sección según Priestley, Calvi & Kowalsky (2007) son:

- a) Agrietamiento: La fisuración en los elementos de concreto indican un cambio en su rigidez. Es de importancia para elementos que responderán elásticamente ante el sismo de diseño, por otro lado, para los elementos que responderán en el rango elástico es insignificante.
- b) Primera fluencia: Representa una segunda modificación significativa en la rigidez. Permite definir la rigidez elástica del elemento.
- c) Estallamiento: Es un estado límite significativo, especialmente para secciones no confinadas o que están sometidas a bastante compresión axial, en la cual el estallamiento se relaciona con pérdida de resistencia.
- d) Pandeo: Es un estado límite importante para elementos de hormigón armado, puesto que se requiere medidas correctivas, como reemplazar al elemento.
- e) Estado límite último: Este estado corresponde cuando el elemento ya no tiene la capacidad para soportar las cargas impuestas.

Los estados límites anteriormente descritos se encuentran representados en el siguiente diagrama Momento-Curvatura:

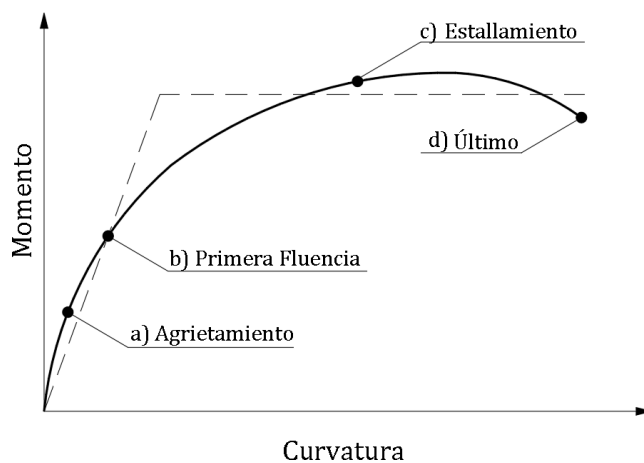


Figura 1.3. Estados Límites de la sección

Fuente: Elaborado por Jorge Burgos

Priestley, Calvi & Kowalsky (2007) indican que los estados límites de la estructura son:

- a) Serviciabilidad: Corresponde a un estado funcional de la estructura, por lo que no es necesario tomar medidas correctivas.
- b) Control de daños: Es el fundamento para gran parte de los procedimientos de diseño sísmico. Los daños en la estructura comprenden el desprendimiento del recubrimiento del hormigón y formación de grietas a flexión. No se presenta fracturas en el refuerzo de acero ni se debe reemplazar el núcleo de hormigón.
- c) Supervivencia: Se espera que exista un remanente de capacidad que evite que la estructura colapse ante un sismo fuerte. Este estado es superado cuando la estructura ya no puede soportar las cargas gravitacionales.

Diagrama Momento-Curvatura

El análisis Momento-Curvatura ($M - \varphi$) para secciones de hormigón armado y mampostería es una de las herramientas más importantes en el Diseño Directo Basado en Desplazamientos, pues permite calcular las curvaturas de fluencia y del estado límite, y analizar la ductilidad de curvatura y el comportamiento no lineal de la sección.

El diagrama Momento-Curvatura se encuentra ligado al análisis de flexión, en donde se realizan las siguientes suposiciones: 1) el perfil de deformación es lineal en todas las etapas de carga hasta la última; 2) la deformación del acero y del hormigón, a una distancia del eje neutro son idénticas; 3) se conocen las relaciones tensión-deformación no lineales del hormigón y del refuerzo; 4) no se toma en cuenta la resistencia a la tracción del hormigón; 5) la fuerza axial se aplica en el centroide de la sección. Además, los esfuerzos de compresión del hormigón son simplificados con el bloque de compresión de Whitney (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007).

Los pasos para la construcción del diagrama ($M - \varphi$) son los siguientes:

1. Dividir a la sección en un número de cortes perpendiculares al eje de carga.
2. Seleccionar una tensión de compresión de fibra extrema.
3. Suponer la ubicación del eje neutro.
4. Calcular las tensiones del acero y del hormigón en el centro de cada capa y sus fuerzas.
5. Comprobar el equilibrio de fuerza axial.

6. Modificar la posición del eje neutro para mejorar el equilibrio.
7. Repetir los pasos del 3 al 6 hasta obtener una igualdad entre las fuerzas internas y las externas.
8. Calcular el momento y la curvatura.
9. Incrementar la tensión extrema de compresión de la fibra y repetir los pasos 3 al 8.
10. Incrementar la deformación extrema por compresión de la fibra extrema en compresión hasta alcanzar la deformación última.

El diagrama Momento-Curvatura puede ser simplificado mediante un modelo bilineal a partir de dos puntos importantes, como se ejemplifica en la Figura 1.4. Con el proceso descrito anteriormente se determinará el momento de primera fluencia (M_y'), la curvatura de primera fluencia (ϕ_y'), el momento nominal (M_n) y la curvatura del estado límite (ϕ_{ls}). Se trazará una línea de manera paralela al eje horizontal a la altura del momento nominal, posteriormente se unirá el origen y el punto de primera fluencia y se extenderá esta línea hasta intersecarla con la línea horizontal anteriormente trazada. El valor de las abscisas en el punto donde se genera la intersección corresponde a la curvatura de fluencia equivalente (ϕ_y).

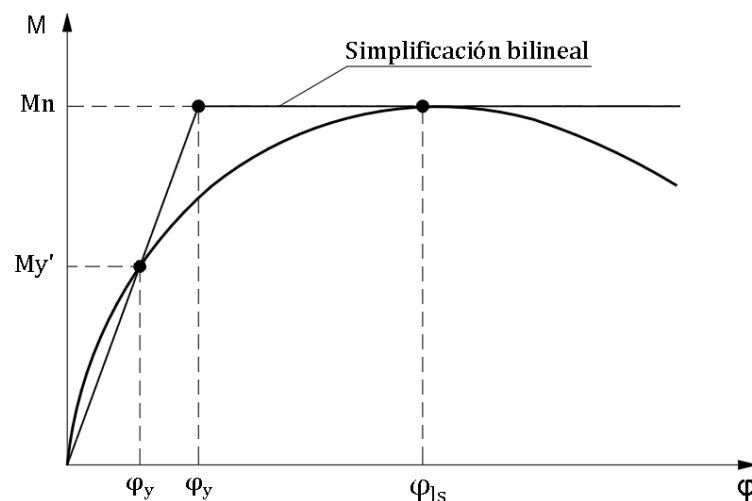


Figura 1.4. Diagrama Momento curvatura

Fuente: Elaborado por Jorge Burgos

En el **ANEXO III** se ejemplifica el proceso para el cálculo del diagrama momento curvatura.

La ductilidad se define como la capacidad de un elemento para deformarse en el rango no lineal sin que se presenten pérdidas significativas de resistencia y rigidez. Esta propiedad

permite determinar si la sección presentará una falla dúctil o una falla frágil. Si es que la ductilidad de la sección es muy pequeña se tendrá una falla frágil, cuyas consecuencias son no deseadas. Por otro lado, una buena ductilidad significará que la sección tiene mayor capacidad de disipar energía. La ductilidad de curvatura (μ_ϕ), definida en la Ecuación 1.1., es la cuantificación de la ductilidad en base a la curvatura (García, 2017).

$$\mu_\phi = \phi_y / \phi_{ls}$$

Ecuación 1.1. Ductilidad de curvatura

Espectro de desplazamientos

El movimiento del suelo y su repercusión en las edificaciones son usualmente caracterizados por espectros de respuesta elástica. Un espectro de respuesta es un gráfico que representan las respuestas máximas, ya sea de desplazamiento, velocidad o aceleración, de sistemas de un grado de libertad, correspondientes a un amortiguamiento determinado, típicamente del 5%, en función de su periodo natural (Desena, 2016). Cada sistema de un grado de libertad de diferente periodo natural tendrá una respuesta diferente, tal como se ilustra en la Figura 1.5.:

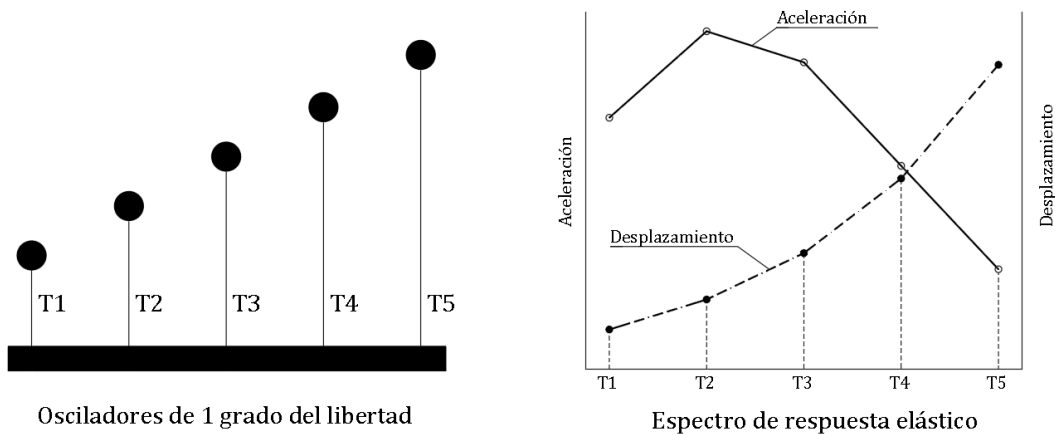


Figura 1.5. Formación de un espectro de respuesta

Fuente: (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

Los espectros elásticos de desplazamientos pueden ser obtenidos de dos diferentes formas: obtener el espectro de desplazamiento a partir de ecuaciones de predicción del movimiento del suelo o generarlos a partir de espectros de aceleración. Gran parte de los espectros de desplazamiento se obtienen en función de los espectros de aceleraciones, asumiendo que la respuesta máxima está regida por las ecuaciones de respuesta sinusoidal del estado estable (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007).

Los espectros de desplazamientos son lineales hasta cierto periodo denominado periodo de la esquina (T_c). En Ecuador las estructuras deben diseñarse mediante el espectro de desplazamientos que se presenta en la NEC-SE-DS en el apartado 3.3.2, y en la sección 2.6 de este trabajo.

Escalamiento de espectros de desplazamientos

Dado que el DDBD utiliza una rigidez secante, es necesario modificar el espectro de desplazamiento, con el objetivo de considerar la influencia de la ductilidad. Esto puede realizarse de dos formas: mediante el amortiguamiento viscoso equivalente, aplicando un factor de escalamiento al espectro de desplazamiento al 5% de amortiguamiento; o directamente mediante espectros de desplazamientos inelásticos para distintos valores de ductilidad. En la Figura 1.6 se ilustran las dos maneras de modificar el espectro de desplazamientos (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007).

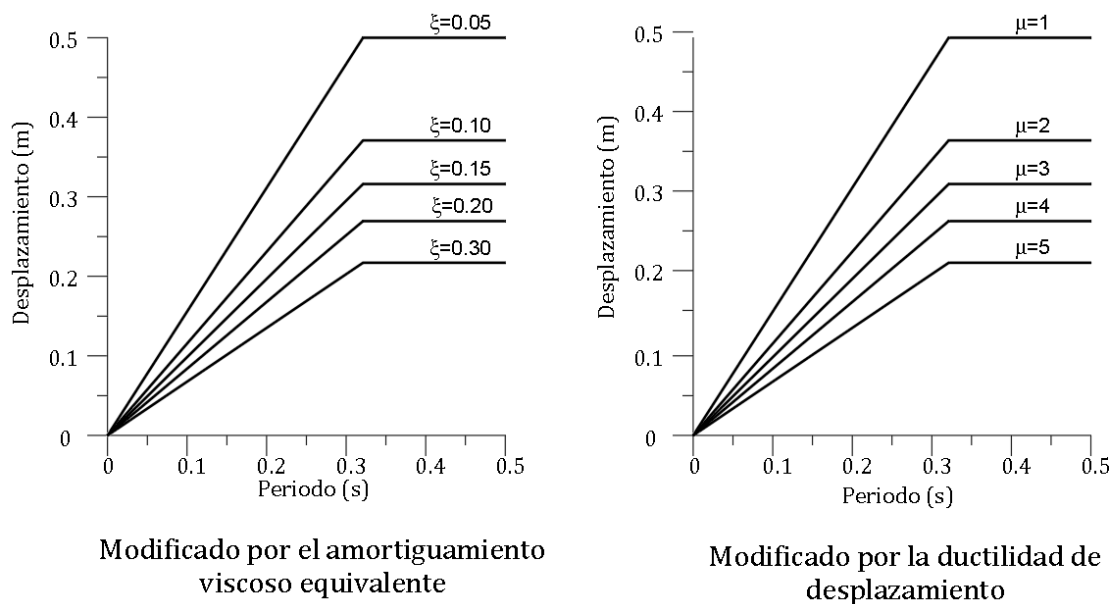


Figura 1.6. Representación de la respuesta inelástica

Fuente: (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

El enfoque del amortiguamiento viscoso equivalente es más sencillo, y consiste en aplicar un modificador de amortiguamiento (R_ξ) al espectro de desplazamiento elástico del código. En la sección 2.6 del documento, se detalla el factor de modificación y su aplicación en el espectro de desplazamientos.

Modelo de la rótula plástica de Priestley

Los giros y desplazamientos de un elemento pueden ser determinados mediante la aplicación de los teoremas de Mohr. El primer teorema de Mohr indica que el giro θ_{AB} es

igual al área del diagrama de curvatura (M/EI) desde el punto A hasta el punto B. El segundo teorema de Mohr establece que el desplazamiento de un punto B respecto a un punto A (Δ_{AB}) corresponde al momento estático del diagrama de curvatura entre dichos puntos, es decir, es la multiplicación del área del diagrama de curvatura (M/EI) por la distancia a su centro de gravedad (Cervera & Elena, 2002).

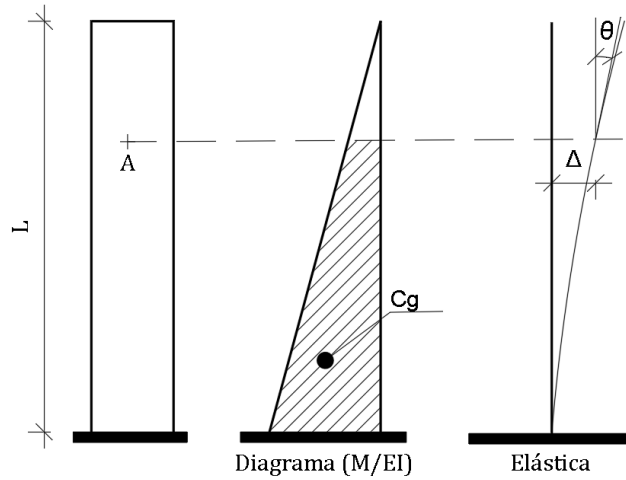


Figura 1.7. Diagrama de curvatura de una columna empotrada

Fuente: Elaborado por Jorge Burgos

Cuando se trabaja en el rango no lineal, el diagrama de curvatura está representado por una función de segundo orden. Priestley, Seibe, & Calvi (1996), proponen una simplificación matemática para calcular el desplazamiento y la rotación de una estructura en el rango no lineal en un punto de interés, de manera simplificada, mediante figuras geométricas equivalentes, como se indica en la siguiente ilustración:

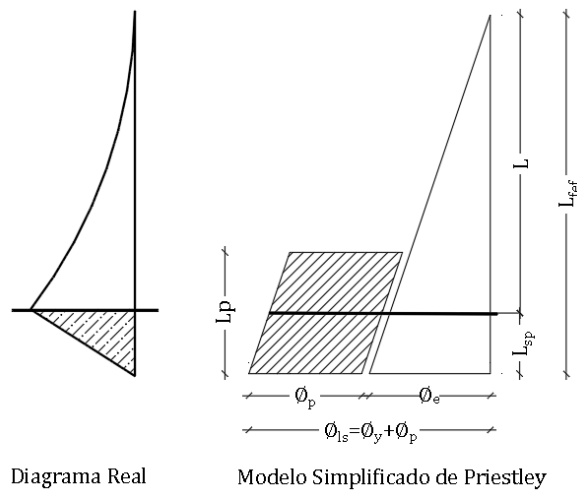


Figura 1.8. Modelo de la rótula plástica de Priestley

Fuente: Elaborado por Jorge Burgos

En donde, ϕ_{LS} : Curvatura del estado límite; ϕ_p : la curvatura plástica y ϕ_e : la curva elástica, y se cumple que: $\phi_p = \phi_{LS} - \phi_e$.

L : longitud del elemento.

L_{sp} : longitud de penetración por deformación.

$$L_{sp} = 0.002 * Fy_e * db \text{ [MPa]}$$

Ecuación 1.2. Longitud de penetración por deformación

db : diámetro de la varilla longitudinal.

L_p : longitud de rótula plástica. Se calcula de la siguiente manera:

$$L_p = K * L + L_{sp} \geq 2L_{sp}$$

Ecuación 1.3. Longitud de rótula plástica

k : coeficiente definido como: $k = 0.2(f_u/f_y - 1) \leq 0.08$

f_u : esfuerzo máximo del acero. $f_u = 1.2f_y$.

L_{eff} : longitud efectiva la cual es la suma de la longitud del elemento más la longitud de penetración por deformación: $L_{eff} = L + L_{sp}$

Aplicando el Segundo teorema de Mohr se obtiene la siguiente expresión para el desplazamiento total:

$$\Delta = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta = \left(\phi_y * \frac{L_{eff}^2}{3} \right) + \phi_p * L_p * L$$

Ecuación 1.4. Desplazamiento total del elemento

En el **ANEXO IV** se ejemplifica el Modelo de rótula plástica de Priestley.

Sistema elástico equivalente de un grado de libertad

Como se indicó anteriormente, el DDBD se basa en el principio de sustituir una estructura de múltiples grados de libertad en un sistema elástico equivalente de un grado de libertad, fundamentado en que el primer modo de vibración es el que produce demandas más críticas y es el que desarrolla rótulas plásticas (MIDUVI, 2014). Para caracterizar a la estructura equivalente se requieren de los siguientes parámetros:

- Desplazamiento de diseño: depende los estados límites y de las derivas límites establecidas en los códigos. Este desplazamiento corresponderá al primer modo de vibración elástico.
- Masa efectiva: Se considera la participación de la masa en el primer modo inelástico de vibración. Comúnmente representa un 70% de la masa total en sistemas de muros en voladizo, y en sistemas aporticados de más de 20 pisos, un 85%.
- Amortiguamiento viscoso equivalente: el amortiguamiento efectivo está directamente relacionado con la tipología estructural y la demanda de ductilidad. El amortiguamiento equivalente corresponde a la siguiente ecuación:

$$\xi_{eq} = \xi_e + \xi_h$$

Ecuación 1.5. Amortiguamiento equivalente

El amortiguamiento histerético (ξ_h) depende las reglas histeréticas correspondientes a la estructura diseñada. Para el amortiguamiento elástico (ξ_e) para estructuras de concreto comúnmente se usa un valor de 0.05. Las ecuaciones 2.24 y 2.25 definen el amortiguamiento viscoso equivalente para los sistemas utilizados en estructuras con muros acoplados.

En la sección 2.6 se describe de manera detallada el proceso de estos parámetros para sistemas estructurales de muros acoplados.

Muros acoplados

Los muros acoplados se definen como un sistema estructural de muros de hormigón armado unidos mediante vigas de acople, y su principal función es resistir las fuerzas laterales debido a un sismo. El principal beneficio de esta tipología estructural es que proporciona una adecuada resistencia y rigidez a toda la estructura, para evitar daños estructurales debido a deformaciones excesivas (Santos, 2018).

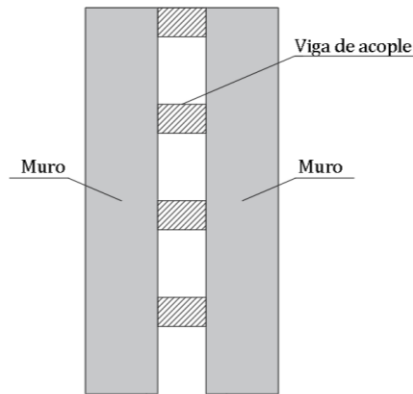


Figura 1.9. Sistema de muros acoplados

Fuente: Elaborado por Jorge Burgos

El comportamiento de un sistema de muros acoplados dependerá del grado de acoplamiento. Poco acoplamiento (Figura 1.10 b) producirá un comportamiento muy similar a un sistema de muros aislados, y los beneficios del acoplamiento serán insignificantes. Por otro lado, mucho acoplamiento, Figura 1.10 (a), producirá gran rigidez en el sistema, y este actuará como un solo muro, por lo que las vigas de acople no disiparán energía, y se presentarán grandes cargas axiales en la base (El-Arab, 2012).

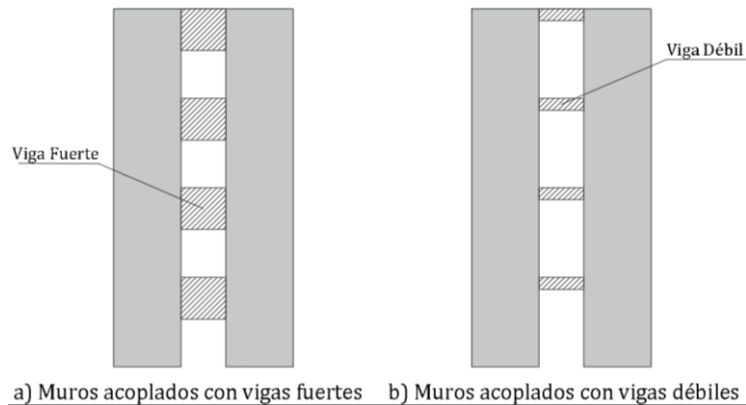


Figura 1.10. Comparación de sistemas de muros acoplados

Fuente: Elaborado por Jorge Burgos

El principal objetivo de las vigas de acople es la transferencia de cortante de un muro a otro durante un sismo. Resulta inconveniente realizar el diseño convencional a flexión en las vigas de acople, puesto que estas vigas inevitablemente fallarán a tensión diagonal (Figura 1.11 a), dado que se presentarán grietas en la diagonal principal. Por esta razón se utiliza un mecanismo de refuerzo diagonal, que trabajarán a tensión o a compresión en toda su longitud, presentado en la Figura 1.11 (b) . Este mecanismo de refuerzo, en donde

se transmiten cargas de tracción y compresión a las barras diagonales, genera un sistema muy dúctil, que permite soportar grandes deformaciones (Paulay & Priestley, 1992).

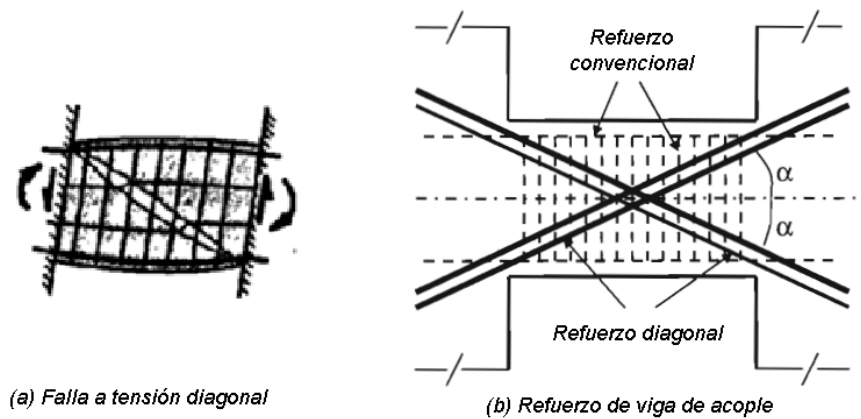


Figura 1.11. Mecanismos de resistencia a corte de vigas de acople

Fuente: (Paulay & Priestley, 1992)

Filosofía de diseño por capacidad para muros acoplados

El diseño por capacidad radica en la elección de ciertos elementos del sistema resistente a fuerzas laterales, que serán diseñados para lograr la disipación de energía ante severas deformaciones. Las regiones críticas de estos elementos, conocidas como rótulas plásticas, deben ser detalladas para flexión y falla a corte (Paulay & Priestley, 1992).

Paulay & Priestley (1992) definen los principios para el diseño por capacidad:

- Las regiones donde se podrán formar rótulas plásticas deben estar claramente definidas, y deben ser diseñadas para tener una resistencia mayor a la resistencia requerida.
- En los elementos que presentarán rótulas plásticas se debe evitar modos no deseables de deformación inelástica, como las fallas a corte, garantizando que la resistencia de estos modos superen la capacidad de las rótulas plásticas a sobrerresistencia.
- Los elementos que no serán diseñados para disipar energía se deben tener una resistencia superior a la demanda que genera la sobrerresistencia de las rótulas plásticas.

El diseño propone una jerarquía de falla en los elementos del sistema resistente, que debe permitir un adecuado mecanismo de deformación plástica, y evitar fallas frágiles. En el caso de sistemas de muros acoplados el mecanismo de falla buscado reside en la formación de

rótulas plásticas en la mayoría de las vigas de acople y, posteriormente, en la base de los muros estructurales, con el objetivo de que la disipación de la energía sísmica se reparta en toda la altura de la estructura, y no en unos pocos puntos específicos (El-Arab, 2012). El diseño por capacidad debe ser utilizado de manera paralela al DDBD, para garantizar que el mecanismo dúctil que se haya escogido se desarrolle durante un sismo.

2 METODOLOGÍA

2.1 Descripción del proyecto

El presente trabajo de integración curricular evaluará tres diferentes configuraciones estructurales, cuyas tipologías consisten en muros acoplados de hormigón armado. Las edificaciones se encuentran en la sierra ecuatoriana. El tipo de suelo se considera constante (roca) de perfil tipo B, y la aceleración máxima del suelo (PGA) es de 0.4g.

La primera configuración estructural consiste en una edificación de 4 pisos de altura y dos vanos en cada sentido. La segunda configuración consta de 4 pisos de altura y 1 vano en cada sentido. Finalmente, la tercera geometría cuenta con 2 pisos y 2 vanos en cada dirección. La altura entre pisos es de 3 metros y la longitud de cada vano, medido de eje a eje, es de 6 metros para las tres diferentes configuraciones. Con el objetivo de evitar problemas de torsión en planta y excentricidad se dispuso a los muros acoplados de manera simétrica con respecto a la mitad de las edificaciones.

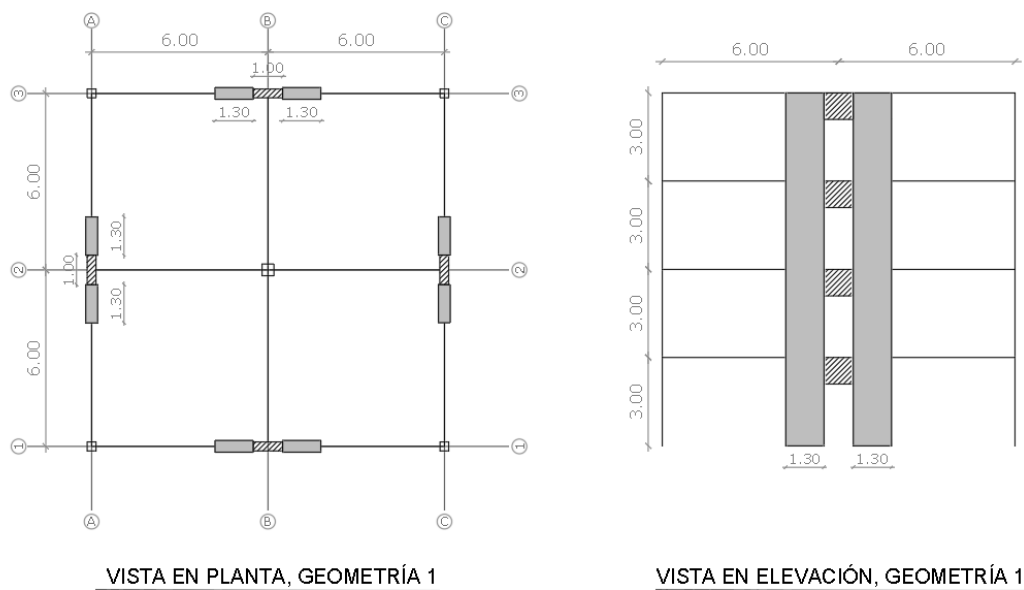
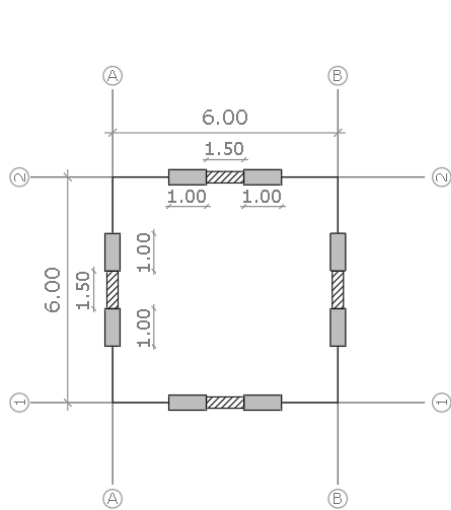
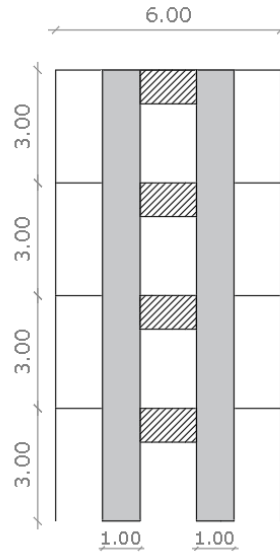


Figura 2.1. Esquema en planta y elevación de la Geometría 1

Fuente: Elaborado por Jorge Burgos



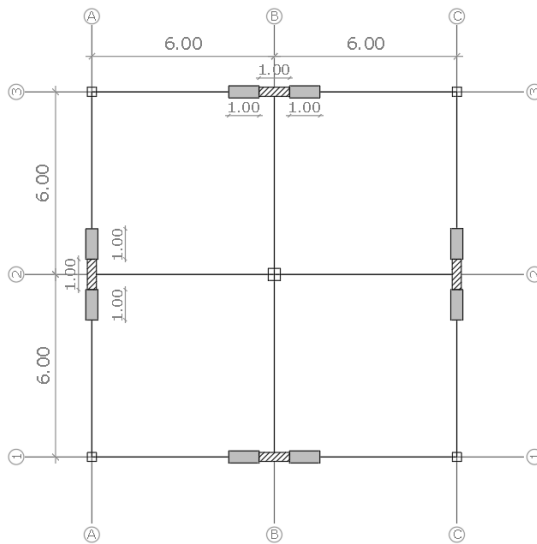
VISTA EN PLANTA, GEOMETRÍA 2



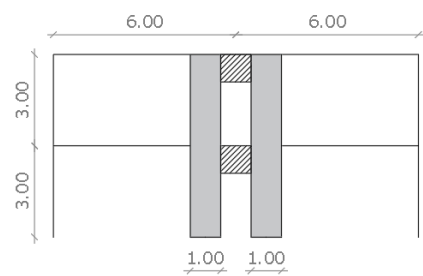
VISTA EN ELEVACIÓN, GEOMETRÍA 2

Figura 2.2. Esquema en planta y elevación de la Geometría 2

Fuente: Elaborado por Jorge Burgos



VISTA EN PLANTA, GEOMETRÍA 3



VISTA EN ELEVACIÓN, GEOMETRÍA 3

Figura 2.3. Esquema en planta y elevación de la Geometría 3

Fuente: Elaborado por Jorge Burgos

2.2 Definición de materiales

Se trabajará con un hormigón de densidad normal, de resistencia a la compresión de 280 kg/cm² y de peso específico de 2.4 T/m³. Además, el módulo de elasticidad se determinará mediante la expresión que propone en la NEC-SE-HM en la sección 3.3.3 :

$$E_c = 4.7 * \sqrt{f'_c}$$

Ecuación 2.1. Módulo de elasticidad para hormigones de densidad normal

Dónde:

E_c : Módulo de elasticidad para el hormigón (GPa)

f'_c : Resistencia a la compresión del hormigón (MPa)

Además, se trabajará con acero de refuerzo Grado 60, cuyo esfuerzo de fluencia (f_y) es de 4200 kg/cm² y un módulo de elasticidad (E_s) de 210 MPa.

Tabla 2.1. Propiedades de los materiales

Propiedad	Valor	Unidad
Resistencia a la compresión del hormigón (f_c)	280	kg/cm ²
Peso Específico del hormigón (γ)	2.4	T/m ³
Módulo de elasticidad del hormigón (E_c)	251140.37	kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero (f_y)	4200	kg/cm ²
Módulo de elasticidad del acero (E_s)	210	Mpa

Fuente. Elaborado por Jorge Burgos

2.3 Cargas gravitacionales

Carga muerta o permanente

La carga muerta consiste en el peso de los elementos que integran la estructura, y que permanecen constantes a lo largo de su vida útil, estas son: muros, mampostería, losas, escaleras, acabados, revestimientos, instalaciones (sanitarias, eléctricas y mecánicas) y elementos estructurales y arquitectónicos (ASCE 7-16, 2016).

En el presente proyecto se trabajará con un valor de carga muerta de 750 kg/m², donde se incluye el peso propio de la losa, mampostería, revestimientos y acabados. Sin embargo, este valor no contempla el peso de los siguientes elementos: muros, vigas y

columnas; los cuales serán calculados tanto por el software computacional ETABS como a mano.

$$D = 750 \text{ kg/m}^2$$

Carga viva (sobrecarga de uso)

La carga viva utilizada para el diseño deben ser las máximas cargas esperadas según la ocupación prevista para la estructura, estas incluyen: muebles, equipos, personas, mercadería, entre otros. (ASCE 7-16, 2016). Estas cargas se obtienen de la NEC-SE-CG en la sección 4.2 “Carga viva: sobrecargas mínimas”. Como se mencionó anteriormente, las estructuras están dispuestas para oficinas, por lo tanto, la carga viva corresponde a 250 kg/m².

$$L = 250 \text{ kg/m}^2$$

Combinaciones para el diseño por última resistencia

Los elementos estructurales deberán contar con una resistencia que sea igual o superior a los efectos producidos por las combinaciones de cargas básicas propuestas en la NEC-SE-CG en el apartado 3.4.3:

$$C1: 1.4 * D$$

$$C2: 1.2 * D + 1.6 * L$$

$$C3: 1.2 * D + 1.0 L \pm 1.0 E$$

$$C4: 0.9 * D \pm 1.0 E$$

Donde,

D: Carga permanente o muerta

L: Carga viva o sobrecarga de uso

E: Carga sísmica

2.4 Predimensionamiento de elementos estructurales

Predimensionamiento de Vigas

El peralte mínimo para vigas no preesforzadas, para concreto de peso normal y acero de refuerzo de $f_y=420$ MPa, debe ser determinado a partir de lo indicado en la ACI-318-19 (2019) en la tabla 9.3.1.1, de acuerdo con la respectiva condición de apoyo.

Tabla 2.2. Peralte mínimo de vigas no preesforzadas

Condición de apoyo	Altura mínima, h ⁽¹⁾
Simplemente apoyada	$l/16$
Con un extremo continuo	$l/18.5$
Ambos extremos continuos	$l/21$
En voladizo	$l/8$

Fuente: (ACI Committee 318, 2019)

Por otro lado, el ancho mínimo debe ser calculado de acuerdo con lo indicado en la ACI 318-19 (2019) en la sección 18.6.2.1, en donde se estipula que el ancho no debe ser menor a 25 cm ó $0.3h$, donde h es el peralte de la viga.

$$b \geq \max(0.35h, 250 \text{ mm})$$

En la Tabla 2.3. se presentan las secciones de vigas correspondientes al predimensionamiento de las tres geometrías:

Tabla 2.3. Secciones de vigas

Geometría	Sección de viga [cm]
1	25X35
2	25X30
3	25X35

Fuente: Elaborado por Jorge Burgos

Predimensionamiento de Columnas

Para el predimensionamiento de elementos verticales se debe tomar en cuenta las cargas gravitacionales (viva y muerta) que actúan en el área cooperante de cada columna. La NEC-SE-CG (2015a) en la sección 3.2.2 literal c, indica que la carga viva debe ser reducida de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\text{si } K_{LL}A_T \geq 35m^2: L = L_o \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL}A_T}} \right)$$

Ecuación 2.2.2. Sobrecarga reducida

Donde:

L : Carga viva distribuida aplicada sobre el área cooperante del elemento de soporte.

L_o : Carga viva distribuida sin reducir, aplicada sobre el área cooperante del elemento de soporte.

K_{LL} : Factor de sobrecarga según el elemento de soporte.

A_T : Área cooperante en m^2 .

El factor de sobrecarga (K_{LL}) se determina en base a la Tabla 2 de la NEC-SE-CG. En el presente caso de estudio, se tiene columnas interiores y exteriores sin losas en volado, por lo tanto, se utilizará un factor de sobrecarga de $K_{LL} = 4$. Posteriormente se calculará la compresión máxima que actúa sobre el elemento con la combinación: $1.2D + 1.6L_o$.

La resistencia axial nominal para miembros no preesforzados se encuentra definida en la sección 22.4.2.2 de la ACI 318-19:

$$P_o = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + fyA_{st}$$

Ecuación 2.3. Resistencia axial nominal para elementos no preesforzados

En donde A_g corresponde al área de la sección bruta, y A_{st} corresponde al área de refuerzo. La NEC-SE-HM en la sección 4.3.3 establece el siguiente rango de valores aceptables para la cuantía de refuerzo para elementos a flexo compresión:

$$0.01 \leq \frac{A_{st}}{A_g} \leq 0.03$$

La resistencia axial nomina debe ser reducida al 52%, puesto que estos elementos solo deberán resistir las cargas gravitacionales, mas no disipar energía. De esta forma se garantiza que la sección se encuentre en la zona admisible del diagrama de interacción.

Las dimensiones del elemento serán determinadas de manera iterativa, de tal forma que la compresión máxima actuante sea menor o igual a la compresión máxima que soporta la sección elegida. Además, las dimensiones deben obedecer los límites establecidos en la sección 18.7.2.1. de la ACI 318-19:

Tabla 2.4. Límites dimensionales para columnas

1.	$t \geq 300 \text{ mm}$
2.	$t/b \geq 0.4$

Fuente: (ACI Committee 318, 2019)

En donde t , representa la menor dimensión de la sección, y b , la mayor dimensión. En la Tabla 2.5. se presentan las secciones de columnas correspondientes al predimensionamiento de las tres geometrías:

Tabla 2.5. Secciones de columnas

Geometría	Columna Externa [cm]	Columna Interna [cm]
1	30X30	40X40
2	-	-
3	30X30	30X30

Fuente: Elaborado por Jorge Burgos

Predimensionamiento de Muros

El cálculo del espesor del muro debe regirse a los requisitos estipulados en la tabla 11.3.1.1 de la ACI 318-19, las cuales depende de la tipología del muro. Para asegurar el anclaje de las vigas de acople a los muros acoplados, el espesor del muro no deberá ser menor a 35 cm (Caiza & Viera, 2019).

Los requerimientos para el diseño de segmentos de muros verticales se encuentran en función del cociente entre la altura libre y la longitud horizontal (h_w/l_w), y la relación entre la longitud horizontal y el espesor del alma (l_w/b_w). Los requisitos deben obedecer los dispuesto en la Tabla R18.10.1 de la ACI 318-19.

Tabla 2.6. Requisitos para el diseño de segmentos verticales de muro

Altura libre del segmento vertical de muro / longitud del segmento vertical de muro, (h_w/l_w)	Longitud del segmento vertical de muro / espesor del muro (l_w/b_w)		
	$l_w/b_w \leq 2.5$	$2.5 < l_w/b_w \leq 6$	$l_w/b_w > 6$
$h_w/l_w < 2$	Muro	Muro	Muro
$h_w/l_w \geq 2$	El machón de muro debe cumplir los requisitos de diseño de columnas, véase 18.10.8.1	El machón de muro debe cumplir los requisitos de columna o requisitos alternos, véase 18.10.8.1	Muro

Fuente: (ACI Committee 318, 2019)

Predimensionamiento de Vigas de Acople

El dimensionamiento de las vigas de acople debe ser realizado de acuerdo con lo que se estipula en la ACI 318 19 en la sección 18.10.7. Las vigas de acople, cuya relación l_n/h sea mayor o igual a cuatro, deben seguir las disposiciones de la sección 18.6, es decir, se

deberá realizar el diseño convencional de vigas. Por otro lado, si las vigas tienen una relación $l_n/h < 2$ y $V_u \geq 0.33\lambda\sqrt{f'c}A_{cw}$ se debe reforzar con dos grupos de barras diagonales.

Para el análisis realizado en este documento, se decidió realizar el diseño con barras diagonales, por lo tanto, el predimensionamiento se basó en que la relación l_n/h sea menor a 2. En la Tabla 2.7. se presentan las dimensiones de las vigas de acople:

Tabla 2.7. Secciones de las vigas de acople

Geometría	1	2	3
Luz libre medida entre caras de los apoyos (l_n) [cm]	100	150	100
Peralte de la viga (h) [cm]	90	90	90
Ancho de la viga (b) [cm]	35	30	30
Relación luz libre y peralte (l_n/h) [cm]	1.1	1.7	1.1

Fuente: Elaborado por Jorge Burgos

El predimensionamiento de los elementos estructurales de la primera estructura estudiada se encuentran en el **ANEXO V**.

2.5 Diseño Basado en Fuerzas (FBD)

Para el análisis de esta metodología se utilizarán los procedimientos detallados en la NEC-SE-DS en el apartado 6.3.1. Los pasos que se indican en la NEC para el desarrollo del método son los siguientes:

1. Definición del espectro de diseño de aceleraciones.
2. Estimación del periodo fundamental de vibración.
3. Cálculo del cortante basal (V).
4. Asignación del cortante basal en cada dirección.
5. Verificación de que las derivas calculadas no sobrepasen el límite del código.

(MIDUVI, 2014)

Espectro elástico de aceleraciones

El espectro de diseño de aceleraciones $S_a(T)$ utilizado en el presente documento para el calcular las fuerzas sísmicas, corresponde al propuesto por la NEC-SE-DS en la sección 3.3.1, definido para un amortiguamiento específico del 5% y representado en función de la gravedad. Este espectro aceleraciones depende del periodo fundamental de vibración (T_a),

el factor de zona sísmica (Z), los coeficientes de perfil de suelo y la amplificación espectral (η), y se lo determina mediante las siguientes expresiones:

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T_a \leq T_c ; \quad S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T_a} \right)^r \quad \text{para } T_a > T_c$$

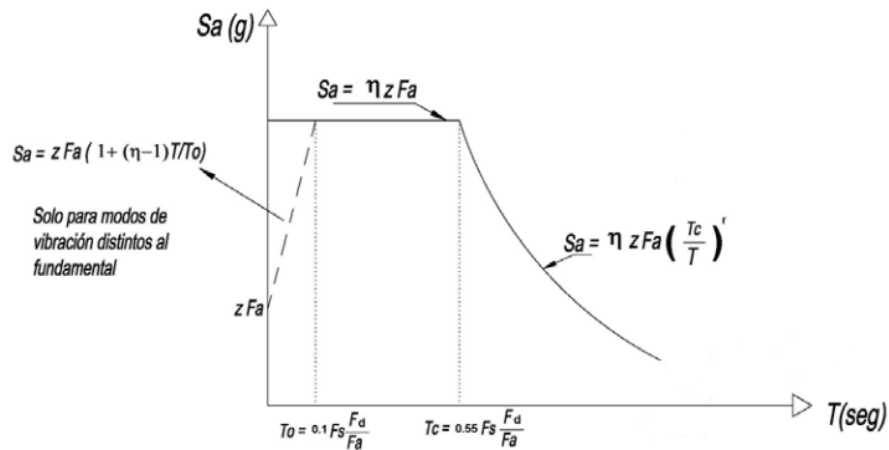


Figura 2.4. Espectro elástico de diseño de aceleraciones

Fuente: (MIDUVI, 2014)

Ecuación 2.4. Espectro de respuesta de aceleraciones, dependiente del periodo T_a

En la Tabla 2.8. se define cada término de las expresiones anteriormente expuestas:

Tabla 2.8. Términos del espectro de aceleraciones

Símbolo	Descripción
η	Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.
F_a, F_d, F_s	Coefficientes de amplificación de suelo.
S_a	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones
T_a	Período fundamental de vibración de la estructura
T_c, T_o	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
Z	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g .
r	Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.

Fuente: (MIDUVI, 2014)

En secciones previas se mencionó que las estructuras serían edificadas en la sierra ecuatoriana, sobre un perfil de suelo tipo B, es decir sobre un suelo con perfil de roca de rigidez media, y con un valor de Z de 0.4g. En la Tabla 2.9. se muestran los valores de Z correspondientes a cada zona sísmica.

Tabla 2.9. Valores del factor de zona "Z"

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: (MIDUVI, 2014)

La relación de amplificación espectral (η) varía en función de la zona en la que se ubique la estructura. Puesto que las estructuras estudiadas se encuentran en la sierra del Ecuador, el factor η corresponde a 2.48. Los valores de η de acuerdo con cada zona se indican en la Tabla 2.10:

Tabla 2.10. Valores de la relación de amplificación espectral

Ubicación de la estructura	η
Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),	1.8
Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos	2.48
Provincias del Oriente	2.6

Fuente: (MIDUVI, 2014)

La NEC-SE-DS en la sección 3.2.2 establece que los coeficientes de perfil de suelo (F_a , F_e , F_s) para una aceleración máxima en roca de 0.4g (Zona sísmica V) y para un suelo tipo B (roca) son:

Tabla 2.11. Coeficientes de perfil de suelo

Símbolo	Descripción	Valor
F_a	Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.	1
F_d	Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca	1
F_s	Comportamiento no lineal de los suelos	0.75

Fuente: (MIDUVI, 2014)

El factor (r) usado en el espectro de respuesta depende del tipo de suelo, y se encuentra definido en la sección 3.3.1 de la NEC-SE-DS. Para las estructuras estudiadas en el presente documento se utilizará un valor de "r" de 1, dado que se tiene un suelo tipo B.

En la Tabla 2.12 se presentan los valores de aceleración de la estructura:

Tabla 2.12. Espectro de aceleraciones Sa

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Espectro de aceleraciones Sa (g)	0.99	0.99	0.99

Fuente: Elaborado por Jorge Burgos

Periodo fundamental de vibración

El FBD se basa en la determinación aproximada del periodo fundamental de la estructura, con el cual se podrá estimar el cortante basal que resulta del movimiento del sismo. El periodo debe ser aproximado mediante dos métodos. En el primer método, el periodo se determina con la siguiente expresión:

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Ecuación 2.5. Periodo fundamental de la estructura

T : periodo fundamental de la estructura.

C_t : coeficiente que depende del tipo de edificio.

h_n : altura máxima de las edificaciones medida desde la base.

Para la tipología estructural que concierne a la presente investigación, el coeficiente α es igual 1, y el coeficiente C_t se calcula de la siguiente manera:

$$C_t = \frac{0.0062}{\sqrt{C_w}} ; C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^{n_w} \left[\left(\frac{h_n}{h_{wi}} \right)^2 * \frac{A_{wi}}{1 + 0.83 \left(\frac{h_{wi}}{l_{wi}} \right)^2} \right]$$

Ecuación 2.6. Coeficiente C_t para tipologías con muros de hormigón armado

Tabla 2.13. Terminología de las expresiones de la ecuación 2.6.

Símbolo	Descripción
A_B	Área de la edificación en su base [m ²].
n_w	Número de muros de la edificación diseñados para resistir las fuerzas sísmicas en la dirección de estudio.
h_{wi}	Altura del muro "i" medida desde la base [m].
A_{wi}	Área mínima de cortante de la sección de un muro estructural "i", medida en un plano horizontal, en el primer nivel de la estructura y en la dirección de estudio. [m ²].
l_{wi}	Longitud medida horizontalmente [m], de un muro estructural i en el primer nivel de la estructura y en la dirección de estudio.

Fuente: (MIDUVI, 2014)

El segundo método puede ser calculado mediante un análisis modal. Para el presente caso de estudio, el periodo del segundo método corresponderá al periodo fundamental calculado

por el software computacional ETABS. Según la NEC-SE-DS en la sección 6.3.3, el valor del periodo determinado mediante el método 2 no debe exceder en un 30% al determinado mediante el método 1 (MIDUVI, 2015).

$$T_{a\text{método } 2} \leq 1.3 T_{a\text{método } 1}$$

Tabla 2.14. Periodo fundamental de vibración

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Método 1: Periodo T_a [s]	0.52	0.41	0.21
Método 2: Periodo T_a [s]	0.28	0.21	0.14
$T_{a(\text{método } 2)} \leq 1.3 T_{a(\text{método } 1)}$	OK	OK	OK

Fuente: Elaborado por Jorge Burgos

Cortante Basal

El cortante basal (V) corresponde la fuerza total debido a cargas laterales, la cual se encuentra aplicada en la base de la estructura, y se produce por la acción del sismo de diseño. Corresponde a una fracción del peso reactivo (W) de la estructura, y se calcula con la expresión propuesta por la NEC-SE-DS en la sección 6.3.2:

$$V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi_p * \phi_E} * W$$

Ecuación 2.7. Cortante basal total de diseño

En la Tabla 2.15. se define a cada termino de las expresiones anteriormente expuestas:

Tabla 2.15. Términos para el cálculo del cortante basal

Símbolo	Descripción
Sa(Ta)	Espectro de diseño en aceleración.
ϕ_p y ϕ_E	Coefficientes de configuración en planta y elevación.
I	Coefficiente de importancia.
R	Factor de reducción de resistencia sísmica.
V	Cortante basal total de diseño
W	Carga sísmica reactiva
Ta	Período de vibración

Fuente: (MIDUVI, 2014)

Las configuraciones estructurales y arquitectónicas regulares y simétricas tienen un mejor desempeño ante un evento sísmico que una configuración irregular, es por ello por lo que geometrías más complejas son “castigadas” con coeficientes de configuración en planta (ϕ_p) y en elevación (ϕ_E). Las tres geometrías propuestas en el presente proyecto de

titulación corresponden a geometrías regulares en planta y en elevación, por lo tanto, los coeficientes correspondientes son igual a 1.

$$\Phi_p = 1 ; \Phi_E = 1$$

El coeficiente de importancia “I” tiene por objetivo aumentar la demanda sísmica de diseño en estructuras que necesariamente deban mantenerse funcionales ante un evento sísmico. En la sección 4.1 de la NEC-SE-DS se clasifica cada tipo de estructuras según su importancia y ocupación, y se les asigna un coeficiente “I”. Las estructuras que se están analizando en el presente documento serán usadas como oficinas, por lo tanto, el coeficiente de importancia es igual a 1.

$$I = 1$$

El factor de reducción de resistencia “R” permite disminuir las fuerzas laterales, siempre y cuando se garantice que la tipología estructural proporcione un adecuado comportamiento inelástico y desarrolle una adecuada ductilidad. El factor de reducción de resistencia debería depender de variables como: factores de ductilidad, periodo de vibración, tipo de suelo, tipo de estructura, etc.; sin embargo, en la NEC-SE-DS se considera únicamente la tipología estructural. Los sistemas de muros acoplados están dentro de la categoría: “Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado” por lo tanto se tiene un valor de 5.

$$R = 5$$

Tabla 2.16. Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Fuente: (MIDUVI, 2014)

En la Tabla 2.17. se resumen los coeficientes y factores utilizados para la determinación de la aceleración espectral y el cortante basal:

Tabla 2.17. Coeficientes para el cálculo del cortante basal y aceleración espectral

Coeficiente	Valor	Unidad	Referencia
Tipo de suelo	B	-	NEC-SE-DS 3.2.1 Tabla 2
Facto de zonas sísmica [Z]	0.40	g	NEC-SE-DS 3.1.1 Figura 1
η	2.48	-	NEC-SE-DS 3.3.1
F_a	1.00	-	NEC-SE-DS 3.2.2 Tabla 3
F_d	1.00	-	NEC-SE-DS 3.2.2 Tabla 4
F_s	0.75	-	NEC-SE-DS 3.2.2 Tabla 5
r	1.00	-	NEC-SE-DS 3.3.2
Irregularidad en elevación [Φ_E]	1.00	-	NEC-SE-DS 5.2.1 (b) Tabla 11
Irregularidad en planta [Φ_{PL}]	1.00	-	NEC-SE-DS 5.2.3 Tabla 13
Factor de importancia [I]	1.00	-	NEC-SE-DS 4.1 Tabla 6
Factor de reducción sísmica [R]	5.00	-	NEC-SE-DS 6.3.4 Tabla 15

Fuente: Elaborado por Jorge Burgos

En el **ANEXO VI** se detalla el procedimiento para el cálculo del espectro de aceleraciones, el periodo fundamental y el cortante basal. En la tabla presentada a continuación se resumen los resultados obtenidos para las tres geometrías:

Tabla 2.18. Carga reactiva y cortante basal

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Carga Reactiva W [T]	627.264	211.392	293.184
Coeficiente del Cortante Basal C [%]	0.198	0.198	0.198
Cortante Basal V [T]	124.449	39.825	58.168

Fuente: Elaborado por Jorge Burgos

Distribución vertical de fuerzas laterales

El cortante basal debe ser repartido en toda la altura de la estructura, y debe asemejarse a una distribución lineal, en función del primer modo de vibración de la estructura. La NEC-SE-DS en la sección 6.3.5 propone la siguiente expresión:

$$F_p = \frac{W_p * h_p^k}{\sum_{i=1}^n W_i * h_i^k}$$

Ecuación 2.8. Fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura

Control de derivas de piso

Dentro del Diseño Basado en Fuerzas es mandatorio verificar que las derivas de piso obtenidas en la modelación no superen el límite permitido por el código. Las derivas se definen como el desplazamiento lateral relativo de un piso con respecto al piso inmediato, debido a la aplicación de una fuerza lateral. El control se realizará por medio del cálculo de

las derivas inelásticas máximas, resultantes del FBD, mediante la siguiente ecuación que se describe en la sección 6.3.9 de la NEC-SE-DS:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

Ecuación 2.9. Deriva inelástica

Donde,

Δ_M : Deriva máxima inelástica

Δ_E : Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas

R : Factor de reducción de resistencia

En el apartado 4.2.2 de la NEC-SE-DS se establece que la deriva máxima permitida para estructuras de hormigón armado es de 0.02, es decir que:

$$\Delta_M \leq \Delta_{M\text{máxima}} = 0.02$$

2.6 Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD)

El DDBD se sustenta en el procedimiento y consideraciones de Priestley, Calvi & Kowalsky (2007) en su libro: *Displacement-Based Seismic Design of Structures*.

Fracción del momento de volcamiento (OTM) que absorbe la viga de acople.

Las vigas de acople dentro de un sistema de muros acoplados aportan un incremento de capacidad para resistir el momento de volcamiento (M_{OTM}), y, además, reducen los desplazamientos del sistema. Por lo que es necesario cuantificar la porción del momento de volcamiento que las vigas de acople absorben ($M_{CB,B}$). Esta cuantificación se la realiza mediante el parámetro β_{CB} (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007).

$$\beta_{CB} = \frac{M_{CB,B}}{M_{OTM}}$$

Ecuación 2.10. Fracción del M_{OTM} que absorben las vigas de acople

Esta relación debe ser asumida por el diseñador, considerando que las fuerzas de corte de las vigas de acople no induzcan una fuerza de tensión en la base del muro que supere a las cargas gravitacionales, por lo que se requerirán de varias iteraciones. Priestley, Calvi & Kowalsky (2007) recomiendan que este parámetro esté dentro del rango de 0.25 a 0.75.

Tabla 2.19. Fracción del momento de volcamiento que absorbe la viga de acople.

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
β_{CB} [-]	0.25	0.48	0.25

Fuente: Elaborado por Jorge Burgos

Altura de Contraflexura y Altura efectiva

La altura de contraflexura (H_{CF}) se define como el punto donde el momento se revierte, por lo que la deriva será máxima, siendo este parámetro de suma importancia en el diseño. Esta altura se puede determinar mediante el ábaco de la Figura 2.5, que propone la relación entre la altura de contraflexura y la altura total en función del parámetro β_{CB} .

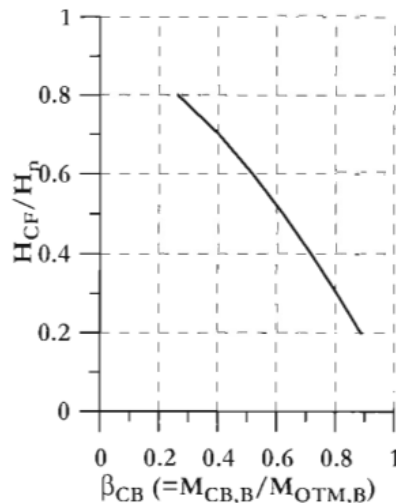


Figura 2.5. Altura de contraflexura

Fuente: (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

Por otro lado, la altura efectiva (H_e) puede ser obtenida mediante el ábaco de la Figura 2.6, asumiendo que la masa de cada piso y la altura entre pisos son las mismas, y que la estructura tiene de 8 a 20 pisos. O alternativamente calcularla con la Ecuación 2.11 propuesta por Priestley, Calvi & Kowalsky (2007).

$$H_e/H_n = \left(\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i) / \sum_{i=1}^n m_i \Delta_i \right) / n$$

Ecuación 2.11. Altura efectiva

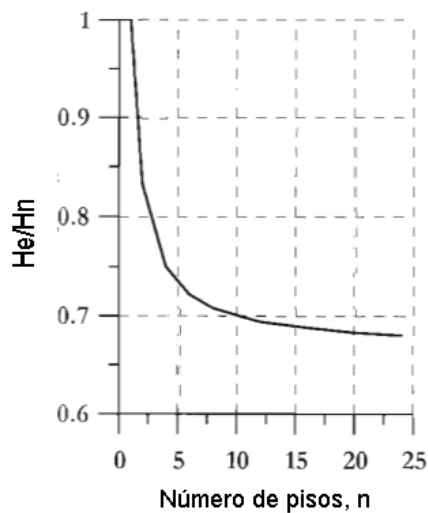


Figura 2.6. Altura efectiva

Fuente: (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

Tabla 2.20. Altura de contraflexura y altura efectiva

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Altura de la estructura H_n [m]	12.0	12.0	6.0
Altura de contraflexura H_{CF} [m]	9.60	7.44	4.80
Altura efectiva H_e [m]	9.49	9.43	5.10

Fuente: Elaborado por Jorge Burgos

Desplazamiento de fluencia del muro

El desplazamiento de fluencia (Δ_y) debe ser calculado en la altura efectiva del sistema (H_e), tomando en cuenta el desplazamiento asociado a la viga de acople y el desplazamiento asociado al momento de volcamiento. Priestley, Calvi & Kowalsky (2007) proponen la siguiente ecuación para el cálculo del desplazamiento de fluencia, la cual puede ser deducida mediante un análisis de área-momento:

$$\Delta_y = \left(\frac{0.175}{1 - \beta_{CB}} - \left(\frac{\beta_{CB}}{1 - \beta_{CB}} \right) \left(\frac{0.1225 + 0.188n}{n} \right) \right) * \phi_{yw} H_n^2$$

Ecuación 2.12. Desplazamiento de fluencia del muro

Donde, n representa el número de pisos, H_n la altura total del muro, y ϕ_{yw} la curvatura de fluencia del muro, cuya expresión simplificada es:

$$\phi_{yw} = 2\varepsilon_y / l_w$$

Ecuación 2.13. Curvatura de fluencia para muros rectangulares

En donde,

ε_y : Deformación unitaria del acero. Definido por la siguiente relación: $\varepsilon_y = f_{ye}/E_s$

l_w : Longitud del muro.

Tabla 2.21. Curvatura y desplazamiento de fluencia del muro de acople

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Curvatura de fluencia $\Phi_{y,w}$ [1/m]	0.003	0.004	0.004
Desplazamiento de fluencia Δ_y [m]	0.078	0.085	0.024

Fuente: Elaborado por Jorge Burgos

Deriva de fluencia de las vigas de acople a la altura de contraflexura

Para vigas de acople reforzadas con diagonales, Priestley, Calvi & Kowalsky (2007) indican que la deriva de fluencia ($\theta_{CB,y}$) se encuentra descrita como:

$$\theta_{CB,y} = 0.75\phi_{yCB}(0.5L_{CB} + L_{SP})$$

Ecuación 2.14. Deriva de fluencia de las vigas de acople a la altura de contraflexura

Donde,

L_{CB} : luz libre de la viga de acople.

L_{SP} : Longitud de penetración por deformación, definida en la Ecuación 1.2.

ϕ_{yCB} : curvatura de fluencia de la viga de acople, cuya definición simplificada es:

$$\phi_{yCB} = 1.7\varepsilon_y/h_{CB}$$

Ecuación 2.15. Curvatura de fluencia para vigas

Tabla 2.22. Deriva de fluencia en H_{CF} de las vigas de acople

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Curvatura de fluencia $\Phi_{y,CB}$ [1/m]	0.0042	0.0042	0.0042
Deriva de fluencia en H_{CF} $\theta_{CB,y}$ [-]	0.002	0.003	0.002

Fuente: Elaborado por Jorge Burgos

Desplazamiento de diseño del muro

El desplazamiento de diseño (Δ_D) del muro se encuentra condicionado por tres casos:

- Caso A: límite de deformación de los materiales en la base del muro.
- Caso B: límite de deriva de la normativa en la altura de contraflexura.

- Caso C: límite de deformación de los materiales en las vigas de acople

Estas tres opciones deben ser analizadas por separado, siendo la alternativa que gobierne el diseño con la que se obtenga el menor desplazamiento. Cabe recalcar que el desplazamiento de diseño corresponde a la suma del desplazamiento de fluencia y el desplazamiento plástico.

$$\Delta_D = \Delta_y + \Delta_p$$

Caso A: límite de deformación de los materiales en la base del muro.

El desplazamiento en función de los límites de deformación de los materiales en la base del muro se fundamenta en el método de la rótula plástica propuesta por Priestley, Seible, & Calvi (1996). El método propone el cálculo del desplazamiento de la rótula plástica ligado a un estado límite, que para el presente caso de estudio corresponde al control de daño, mediante la siguiente expresión:

$$\Delta_{D\varepsilon} = \Delta_y + \phi_p L_p H_e$$

Ecuación 2.16. *Desplazamiento de diseño en función del límite de deformación de los materiales.*

Donde

ϕ_p : curvatura plástica, determinada de la siguiente forma:

$$\phi_p = \phi_{ls} - \phi_y$$

ϕ_{ls} : Curvatura del estado límite. La curvatura del estado límite de control de daño es igual a: $\phi_{dc} = 0.072/l_w$

L_p : Longitud de rótula plástica, definida en la Ecuación 1.3.

L_{sp} : Longitud de penetración por deformación, definida en la Ecuación 1.2.

Caso B: límite de deriva de la normativa en la altura de contraflexura.

El desplazamiento de diseño restringido por la deriva de la normativa en la altura de contraflexura debe ser calculada con la siguiente ecuación planteada por Priestley, Calvi & Kowalsky (2007):

$$\Delta_{D\theta} = \Delta_y + (\theta_c - 0.5\phi_{yw} H_{CF}) H_e$$

Ecuación 2.17. *Desplazamiento de diseño limitada por la deriva del código*

Donde θ_c corresponde a la deriva límite del código, que según La NEC-SE-DS en el apartado 4.2.2 es igual a $\theta_c = 0.002$. Cuando el caso B gobierna, la deriva máxima de la viga de acople está dada por la siguiente ecuación:

$$\theta_{CB} = \theta_c(1 + l_w/L_{CB})$$

Ecuación 2.18. Deriva máxima de la viga de acople para el caso B

Caso C: límite de deformación de los materiales en las vigas de acople.

De igual forma que en el caso A, el cálculo de la deriva y el desplazamiento se basa en el método de la rótula plástica de Priestley. Para vigas de acople con refuerzo diagonal, la deriva para el estado límite de control de daño es la siguiente:

$$\theta_{CB,dia} \approx \frac{0.6\varepsilon_{su}(0.5L_{CB} + L_{sp})}{0.7h_{CB}}$$

Ecuación 2.19. Deriva para el estado límite para vigas de acople con refuerzo diagonal

Donde,

ε_{su} : Deformación del acero en el estado límite. Para el presente análisis se asumirá $\varepsilon_{su} = 0.1$

h_{CB} : Peralte de la viga de acople.

La deriva crítica del muro correspondiente será:

$$\theta_{w,CB} \approx \frac{\theta_{CB,dia}}{1 + l_w/L_{CB}}$$

Ecuación 2.20. Deriva crítica del muro, correspondiente al caso C

Finalmente, para hallar el desplazamiento para esta alternativa basta con multiplicar la deriva crítica del muro ($\theta_{w,CB}$) con la altura efectiva (H_e). A continuación, se muestra un resumen de los desplazamientos de diseño obtenidos en cada caso:

Tabla 2.23. Desplazamiento de diseño de los muros de acople

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Desplazamiento de diseño Δ_D [m] Caso A	0.438	0.442	0.179
Desplazamiento de diseño Δ_D [m] Caso B	0.114	0.120	0.072
Desplazamiento de diseño Δ_D [m] Caso C	0.227	0.437	0.140
Alternativa que gobierna	B	B	B
Desplazamiento de diseño Δ_D [m]	0.114	0.120	0.072
Deriva de la viga de acople θ_{CB} [-]	0.046	0.033	0.040

Fuente: Elaborado por Jorge Burgos

Demanda de ductilidad del sistema

La demanda de ductilidad del muro corresponde al cociente entre el desplazamiento objetivo (Δ_D) y el desplazamiento de fluencia (Δ_y):

$$\mu_w = \Delta_D / \Delta_y$$

Ecuación 2.21. Ductilidad de desplazamiento del muro

De modo similar se calcula la demanda de ductilidad promedio de la viga de acople:

$$\mu_{CB} = 0.67 (\theta_{CB} / \theta_{CB,y})$$

Ecuación 2.22. Demanda de ductilidad de la viga de acople

Finalmente, la ductilidad de desplazamiento del sistema corresponderá a la ponderación del aporte de ductilidad del muro y de la viga de acople:

$$\mu_{sys} = (1 - \beta_{CB})\mu_w + \beta_{CB}\mu_{CB}$$

Ecuación 2.23. Demanda de ductilidad del sistema

Tabla 2.24. Demanda de ductilidad de muros, vigas de acople y del sistema

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Ductilidad del muro μ_w [-]	1.456	1.401	3.023
Ductilidad de la viga de acople μ_{CB} [-]	15.959	8.240	13.877
Ductilidad del sistema μ_{sys} [-]	5.081	4.684	5.736

Fuente: Elaborado por Jorge Burgos

Amortiguamiento viscoso equivalente del sistema

El amortiguamiento viscoso equivalente depende esencialmente del sistema estructural, y de la demanda de ductilidad, calculada en la sección anterior. El sistema estructural estudiado en el presente trabajo está compuesto por muros estructurales y vigas de acople, por lo que, asumiendo un amortiguamiento elástico del 5%, y, en base a curvas histeréticas, Priestley, Calvi & Kowalsky (2007) definen las siguientes ecuaciones de viscosidad para cada sistema:

$$\xi_{eq,W} = 0.05 + 0.444 \left(\frac{\mu_w - 1}{\mu\pi} \right)$$

Ecuación 2.24. Amortiguamiento para estructuras con muros de concreto

$$\xi_{eq,CB} = 0.05 + 0.565 \left(\frac{\mu_w - 1}{\mu\pi} \right)$$

Ecuación 2.25. Amortiguamiento para estructuras aporticados de concreto

Para obtener el amortiguamiento viscoso de todo el sistema en conjunto, se debe ponderar el aporte del muro y el de la viga:

$$\xi_{sys} = (1 - \beta_{CB})\xi_{eq,W} + \beta_{CB}\xi_{eq,CB}$$

Ecuación 2.26. Amortiguamiento viscoso equivalente del sistema

Tabla 2.25. Amortiguamiento viscoso equivalente

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Amortiguamiento del muro ξ_w [-]	0.094	0.090	0.145
Amortiguamiento de la viga de acople ξ_{CB} [-]	0.219	0.208	0.217
Amortiguamiento del sistema ξ_{sys} [-]	0.125	0.147	0.163

Fuente: Elaborado por Jorge Burgos

Espectro elástico de desplazamientos

Para el diseño basado en desplazamientos de las geometrías estudiadas se utilizará el espectro de diseño elástico de desplazamiento $S_d(T)$ definido por la NEC-SE-DS en el apartado 3.3.2, el cual parte del espectro de aceleraciones de la misma norma, y corresponde a un amortiguamiento del 5%.

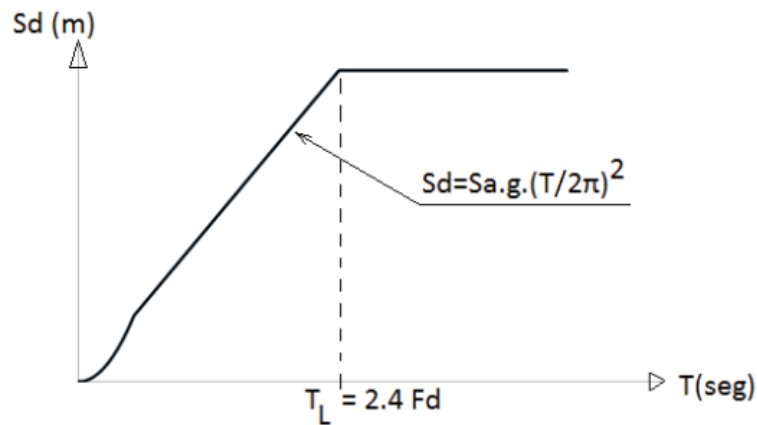


Figura 2.7. Espectro de diseño de desplazamientos

Fuente: (MIDUVI, 2014)

El espectro elástico está definido por las siguientes fórmulas:

$$S_d = S_a(g) * \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \text{ para } 0 \leq T \leq T_L ; \Delta_{c,0.05} = S_a(g) * \left(\frac{T_L}{2\pi}\right)^2 \text{ para } T > T_L$$

Ecuación 2.27. Espectro de respuesta de desplazamientos.

Donde, S_a es el espectro elástico de aceleraciones, Δ_c el desplazamiento de la esquina, T el periodo fundamental de vibración, y T_L o T_c el periodo de la esquina, calculado con la expresión sugerida por la NEC-SE-DS en la sección 3.3:

$$T_L = 2.4F_d$$

Ecuación 2.28. Periodo de la esquina

En la Tabla 2.26 se presenta un resumen de los coeficientes y factores utilizados para la determinación espectro de desplazamientos y sus respectivos resultados, para las tres diferentes geometrías analizadas:

Tabla 2.26. Espectro de diseño de desplazamientos

Facto de zonas sísmica Z [g]	0.4
Fa [-]	1.0
Fd [-]	1.0
Fs [-]	0.75
η [-]	2.48
r [-]	1.00
Periodo de la esquina Tc [s]	2.4
Aceleración del sistema Sa [g]	0.17
Desplazamiento de la esquina Δ_c [m]	0.24

Fuente: Elaborado por Jorge Burgos

Escalamiento del espectro de desplazamiento

Como se mencionó anteriormente, el espectro de desplazamiento de la NEC está definido para un amortiguamiento del 5%, y es necesario modificarlo para tomar en cuenta la influencia de la ductilidad. Para ello, la edición 1998 del Eurocódigo EC8 propone la siguiente expresión para el escalamiento del espectro en función del amortiguamiento:

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

Ecuación 2.29. Factor de escalamiento para el espectro de desplazamiento

Donde $\alpha = 0.5$, para campo lejano, es decir la estructura está lejana a la falla. El desplazamiento de la esquina (Δ_c) debe ser modificado como se indica en la Ecuación 2.30. y en la Figura 2.8:

$$\Delta_{c,\xi} = R_{\xi} \Delta_{c,0.05}$$

Ecuación 2.30. Desplazamiento de la esquina para el amortiguamiento equivalente

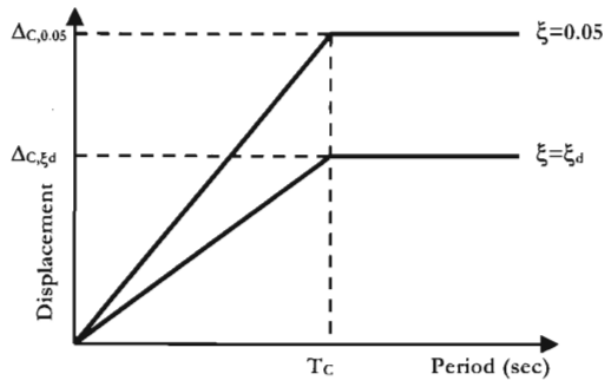


Figura 2.8. Escalamiento del espectro elástico de desplazamientos

Fuente: (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

Tabla 2.27. Desplazamiento escalado para el amortiguamiento del sistema

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Factor de escalamiento R_{ξ} [-]	0.694	0.648	0.619
Desplazamiento para el periodo de la esquina $\Delta_{c,\xi}$ para ξ_{sys} [m]	0.169	0.158	0.151

Fuente: Elaborado por Jorge Burgos

Diseño cuando el desplazamiento de capacidad excede al espectro de demanda

Cuando las estructuras son muy altas o flexibles, muchas veces sucede que el desplazamiento de diseño es mayor a la máxima demanda de desplazamiento posible ($\Delta_D > \Delta_{C,\zeta}$). En este caso se deben analizar dos posibilidades:

- El desplazamiento de fluencia excede al desplazamiento al 5% de amortiguamiento en el periodo de la esquina.
- El desplazamiento de fluencia es menor al desplazamiento al 5% de amortiguamiento en el periodo de la esquina. (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

Priestley, Calvi & Kowalsky (2007) detallan en la sección 3.4.6. el proceso de diseño a seguir para cada caso.

Periodo efectivo

El periodo efectivo ($T_{e,sys}$) se calcula en base a la amenaza sísmica definida para el amortiguamiento equivalente, y al desplazamiento de diseño. Aplicando una semejanza de triángulos en el espectro escalado se tiene:

$$T_{e,sys} = T_L * \frac{\Delta_D}{\Delta_{C,\zeta}}$$

Reemplazando el desplazamiento ($\Delta_{C,\zeta}$) descrita en la Ecuación 2.30:

$$T_{e,sys} = T_L * \frac{\Delta_D}{\Delta_{C,0.05}} \left(\frac{0.02 + \xi}{0.007} \right)^{0.5}$$

Ecuación 2.31. Periodo efectivo de la estructura

Tabla 2.28. Periodo efectivo de la estructura

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Periodo efectivo T_e [s]	1.613	1.816	1.143

Fuente: Elaborado por Jorge Burgos

Masa efectiva

Priestley, Calvi & Kowalsky (2007) plantean que la siguiente fórmula para la masa efectiva del sistema equivalente (m_e):

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

Ecuación 2.32. Masa efectiva del sistema equivalente

En la cual, m_i representa la masa por piso, Δ_i el desplazamiento por piso y n el número de pisos.

Tabla 2.29. Masa efectiva del sistema equivalente

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Masa efectiva M_e [T]	567.147	197.301	299.724

Fuente: Elaborado por Jorge Burgos

Rigidez efectiva

Partiendo de la definición del periodo fundamental para estructuras de un grado de libertad, se obtiene el valor de la rigidez efectiva:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m_e}{K}}$$

Donde, m_e es la masa efectiva y K la rigidez del sistema. Despejando la rigidez se tiene:

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_{e,sys}^2}$$

Ecuación 2.33. Rigidez efectiva del sistema

Tabla 2.30. Rigidez efectiva del sistema

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Rigidez efectiva K_{eff} [MN/m]	8.61	2.36	9.06

Fuente: Elaborado por Jorge Burgos

Cortante, momento y axial en la base

En base a la Figura 1.2, la fuerza lateral de diseño, o cortante basal (V_{Base}) de la estructura corresponde a la multiplicación de la rigidez efectiva del sistema equivalente por el desplazamiento de diseño:

$$V_{Base} = K_e \Delta_D$$

Ecuación 2.34. Cortante basal

Por otro lado, el momento en la base o momento de volcamiento (M_{OTM}) corresponde al producto entre el cortante basal y la altura efectiva de la estructura, como se puede deducir de la Figura 1.1:

$$M_{OTM} = V_{Base} H_e$$

Ecuación 2.35. Momento en la base

Tabla 2.31. Cortante basal y momento de volcamiento de la estructura

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Cortante basal V_{base} [T]	99.86	28.79	66.43
Momento de volcamiento M_{OTM} [Tm]	947.78	271.46	338.81

Fuente: Elaborado por Jorge Burgos

Amplificación del cortante y momento por efectos P-Δ

Como las estructuras se desplazan lateralmente, las cargas gravitacionales pueden inducir un momento de volcamiento adicional causado por las fuerzas laterales, tal como se observa en el sistema de un grado de libertad de la Figura 2.9. Estos efectos pueden ser cuantificados mediante el índice de estabilidad (θ_Δ), descrita en la Ecuación 2.36., la cual compara la magnitud del momento producido por los efectos P-Δ con la capacidad a momento en la base de la estructura (Priestley, Seibe, & Calvi, 1996).

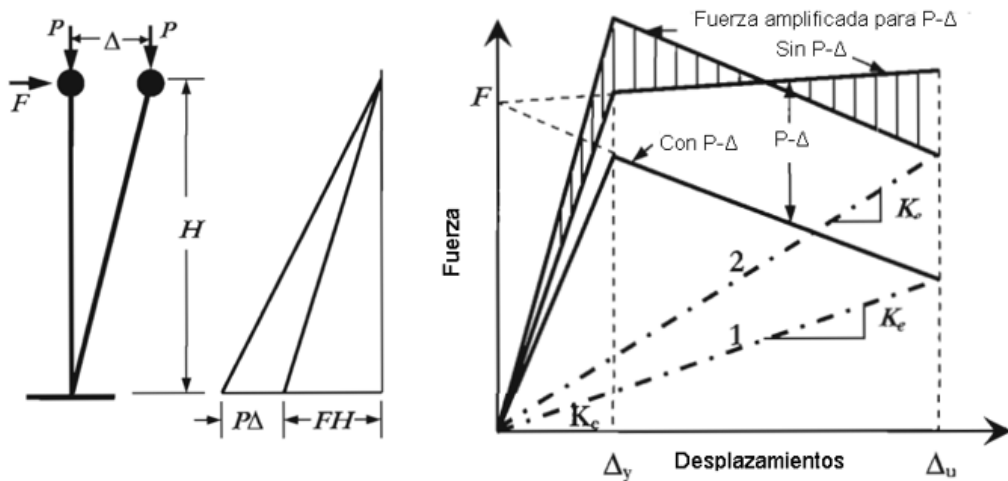


Figura 2.9. Efectos P-D en un sistema de un grado de libertad

Fuente: (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

$$\theta_\Delta = \frac{P\Delta_D}{M_{OTM}}$$

Ecuación 2.36. Índice de estabilidad

Donde,

P : Cargas gravitacionales sobre los muros.

Δ_D : Desplazamiento de diseño.

Para estructuras de concreto, si es que θ_Δ supera a 0.10, el cortante y el momento en la base deben ser amplificados con las Ecuaciones 2.37 y 2.38. Sin embargo, si θ_Δ es mayor que 0.33, la estructura debe ser rediseñada (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007).

$$V_{Base\ amplificado} = K_e \Delta_D + C \frac{P \Delta_D}{H_e}$$

Ecuación 2.37. Cortante amplificados por efectos $P-\Delta$

$$M_{OTM\ amplificado} = K_e \Delta_D H_e + C P \Delta_D$$

Ecuación 2.38. Momentos amplificados por efectos

Donde,

C : corresponde a un valor de 0.5 para estructuras de concreto.

Tabla 2.32. Amplificación por efectos $P-\Delta$

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Índice de estabilidad θ_Δ	0.07	0.09	0.06
Amplificación por efectos $P\Delta$	No	No	No

Fuente: Elaborado por Jorge Burgos

Distribución del cortante basal

En sistemas estructurales de muros de hormigón armado de diferentes dimensiones, cada muro soportará diferente porción del cortante basal, de acuerdo con la siguiente ponderación en función de la longitud de cada muro, propuesta por Priestley, Calvi & Kowalsky (2007):

$$V_{B,m} = \frac{l w^2}{\sum l w^2} * V_{Base} * (1 - \beta_{CB})$$

Ecuación 2.39. Cortante que soporta cada muro

Donde $V_{B,m}$ es la porción del cortante basal total soportada individualmente por un muro. Para estructuras de muros de hormigón armado de iguales dimensiones, el cortante soportado por cada muro corresponderá al cortante de la base del sistema dividido para el número de muros en la dirección de análisis:

$$V_{B,m} = \frac{V_{Base}}{\# \text{ Muros}} * (1 - \beta_{CB})$$

Tabla 2.33. Cortante basal distribuido en cada muro de acople

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Proporción que soportan los muros	75%	52%	75%
Cortante en la base del muro V_m [T]	18.72	3.74	12.46

Fuente: Elaborado por Jorge Burgos

Carga axial en la base del muro

El-Arab (2012) indica que las fuerzas cortantes por sismo de cada viga de acople son transmitidas hacia el muro en forma de carga axial, por lo que, la carga axial por sismo soportado por cada muro (P_s) corresponde a la siguiente ecuación:

$$P_s = \sum_{i=1}^n V_{CB,i}$$

Ecuación 2.40. Axial en la base del muro por sismo

En donde,

$V_{CB,i}$: Fuerza cortante en cada viga de acople, definida en la ecuación 2.41.

Para comprobar que no se presenta una tensión neta en los muros debido a las vigas de acople, y por lo tanto, que se haya asumido correctamente el factor β_{CB} , se debe cumplir la siguiente condición:

$$P_s \geq P_g$$

En donde P_g , representa la fuerza gravitacional en el muro de acople.

Tabla 2.34. Fuerza axial debido al sismo y fuerza gravitacional en el muro

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Fuerza gravitacional en el muro (P_g) [T]	52.39	26.42	23.04
Fuerza axial debido al sismo en el muro a tensión (P_s) [T]	51.51	26.06	21.18
Condición $P_s \geq P_g$	OK	OK	OK

Fuente: Elaborado por Jorge Burgos

Cortante soportado por cada viga de acople

La distribución vertical del cortante en cada viga de acople depende de la porción del momento de volcamiento que absorbe el sistema de vigas de acople. Priestley, Calvi & Kowalsky (2007) plantean que:

$$V_{CB,i} = \frac{\beta_{CB} M_{OTM}}{nNL}$$

Ecuación 2.41. Cortante absorbido por cada viga de acople

Donde,

n : Número de piso.

L : Longitud entre ejes de los muros.

N : Número de vigas por cada nivel en la dirección de análisis.

Tabla 2.35. Fuerza cortante absorbida por las vigas de acople

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Fuerza cortante que absorbe cada viga ($V_{CB,i}$) [T]	12.88	6.51	10.59

Fuente: Elaborado por Jorge Burgos

Envolvente de diseño por capacidad de cortante y momento

A partir del cortante y del momento en la base que soporta cada muro, se debe calcular la envolvente de diseño, en función de la demanda de ductilidad. Para el momento, es adecuado la construcción de una envolvente bilineal definida por la capacidad de momento por sobre resistencia, tal como se describe en la Figura 2.10. (a). Para el cortante, la envolvente está definida por una línea recta entre la base del muro y el tope del muro, de la forma descrita en la Figura 2.10. (b).

El momento en la parte superior del muro es igual a 0. En la base del muro está definido por la expresión $\phi^0 M_{B,m}$, En la mitad del muro se tendrá un valor definido por la Ecuación 2.42:

$$M^{\circ}_{0.5Hn} = C_{1,T} * \phi^0 M_{B,m}, \text{ donde } C_{1,T} = 0.4 + 0.075T_i \left(\frac{\mu_{sys}}{\phi^0} - 1 \right) \geq 0.4$$

Ecuación 2.42. Momento en la mitad del muro

T_i representa el periodo elástico inicial, y Priestley, Calvi & Kowalsky (2007) indican que puede ser estimada mediante la siguiente relación:

$$T_i = T_e \sqrt{\frac{1 + r(\mu_{sys} - 1)}{\mu_{sys}}}$$

Ecuación 2.43. Periodo elástico inicial

Donde

ϕ° : Factor de sobrerresistencia para el diseño por capacidad. $\phi^\circ = 1$ cuando se considera el endurecimiento por deformación para el diseño a flexión. Por otro lado, cuando se ignora el endurecimiento por deformación el valor es de $\phi^\circ = 1.2$ (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007).

r : relación entre la post fluencia y la rigidez elástica. Típicamente se toma un valor de 0.05 (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007).

μ_{sys} : Ductilidad del sistema

$M_{B,m}$: Momento en la base que soporta cada muro individualmente. Para sistemas con muros de iguales dimensiones la ecuación estaría definida de la siguiente manera:

$$M_{B,m} = \frac{M_{OTM}}{\#Muros} * (1 - \beta_{CB})$$

Ecuación 2.44. Momento en la base que soporta cada muro

El factor de sobrerresistencia para el diseño a corte debe ser determinado mediante un análisis momento – curvatura, en donde se tome en cuenta la tolerancia de sobrerresistencia del material y el exceso de refuerzo a flexión, sin embargo, Ordóñez J, (2015) indica que para estructuras regulares se puede utilizar un valor de $\phi^\circ = 1.8$. Priestley, Calvi & Kowalsky (2007) proponen las siguientes ecuaciones para el cortante basal de diseño por capacidad en función de la fuerza de corte calculada mediante el método DDBD:

$$V^\circ_{Base} = \phi^\circ * \omega_V * V_{B,m}$$

Ecuación 2.45. Cortante basal de diseño por capacidad

Donde,

$$\omega_V = 1 + \frac{\mu_{sys}}{\phi^\circ} C_{2,T}$$

$$C_{2,T} = 0.067 + 0.4T(T_i - 0.5) \leq 1.15$$

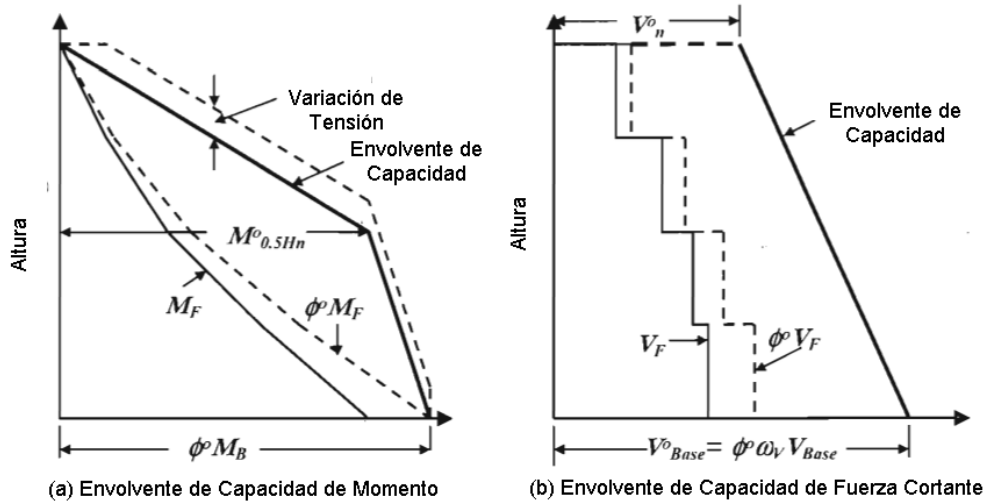


Figura 2.10. Envolventes de diseño por capacidad simplificadas

Fuente: (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

Tabla 2.36. Cortante y momento de la envolvente de diseño

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Momento de diseño en la base (M^o_{Base}) [Tm]	177.71	35.29	63.53
Cortante de diseño en la base (V^o_{Base}) [T]	39.32	8.49	20.36

Fuente: Elaborado por Jorge Burgos

En el **ANEXO VII** se ejemplifica el procedimiento para el DDBD, explicado en esta sección.

2.7 Modelación estructural

Para la modelación estructural de las tres configuraciones estudiadas en el presente documento se utilizará el software computacional para el análisis estructural ETABS 20, el cual permite la visualización en 3D de los elementos estructurales y el cálculo de las deformaciones, periodos de vibración, derivas, diagramas de fuerzas, entre otras aplicaciones.

Las losas serán modeladas de tal manera que solo transmitan las cargas directamente a las vigas, columnas y muros, por lo que se utilizará un elemento tipo membrana con un espesor cercano a cero.

Las vigas y columnas deben ser modeladas como elementos tipo frame, los cuales se caracterizan por incluir las acciones de flexión biaxial y torsión, y poseer seis grados de libertad. Puesto que, se busca que los muros acoplados sean los elementos que resistan la fuerza sísmica, las columnas se modelarán con un simple apoyo, para que no transmitan momento.

Para la modelación de muros y vigas de acople se debe utilizar elementos tipo shell, subdivididos en varios elementos finitos mediante la herramienta wall Auto Mesh, con el objetivo de asegurar un mejor comportamiento y obtener un resultado de las acciones más cercanos a la realidad. A las vigas de acople se les debe asignar un Spandrel Label, como un elemento horizontal del muro, mientras que a los muros se les asignará un Pier Label.

En el **ANEXO VIII** se presentan las vistas tridimensionales de la modelación en ETABS de las tres geometrías analizadas.

Definición de materiales y secciones

En función de la configuración geométrica y estructural dispuesta, se inicia con la modelación estructural, la cual parte de la definición de los materiales (descritos en la sección 2.2 del presente documento) y el predimensionamiento de todos los elementos estructurales. En la Tabla 2.37 se presentan las secciones definitivas para cada modelo, las cuales fueron adoptadas para obtener un mejor comportamiento en las estructuras.

Tabla 2.37. Secciones definitivas de los elementos estructurales

Tipo de elemento	Geometría 1		Geometría 2		Geometría 3	
VIGAS	25X35		25X30		25X35	
COLUMNAS	Externas	30X30	Externas	-	Externas	30X30
	Internas	40X40	Internas	-	Internas	30X30
MUROS	Espesor (bw)	40	Espesor (bw)	35	Espesor (bw)	35
	Longitud (lw)	130	Longitud (lw)	100	Longitud (lw)	100
	Altura (hw)	12	Altura (hw)	12	Altura (hw)	6
VIGAS DE ACOPLÉ	Luz libre (ln)	100	Luz libre (ln)	150	Luz libre (ln)	100
	Peralte (h)	90	Peralte (h)	90	Peralte (h)	90
	Ancho (b)	35	Ancho (b)	30	Ancho (b)	30

Fuente. Elaborado por Jorge Burgos

La definición de los elementos estructurales (vigas, vigas de acople, columnas y muros) y de los materiales en el software ETABS se encuentran los **ANEXOS X y IX** respectivamente.

Inercias Agrietadas

Las inercias agrietadas consideradas para el modelamiento de vigas y columnas se basan en lo que establece la NEC-SE-DS en la sección 6.1.6 (b) para estructuras de hormigón armado. La ASCE 41-13 establece que el valor de la rigidez efectiva para las vigas de acople es el mismo usado para las vigas no pretensadas, indicadas en la tabla 10-5 del código, por lo tanto, la inercia agrietada para vigas de acople será de $0.3 I_g$. Finalmente,

para los muros acoplados se adoptó $0.75 I_g$, valor recomendado en el reporte final: *Ductile Reinforced Concrete Coupled Walls: FEMA P695 Study*, elaborado por la UCLA.

En la Tabla 2.38 se muestran las inercias agrietadas adoptadas:

Tabla 2.38. Inercias agrietadas de elementos estructurales

Elemento Estructural	Inercia Agrietada	Referencia
Vigas	$0.5 I_g$	NEC-SE-DS
Columnas	$0.8 I_g$	NEC-SE-DS
Vigas de acople	$0.3 I_g$	ASCE 41-13
Muros Estructurales	$0.75 I_g$	Reporte final UCLA

Fuente: Elaborado por Jorge Burgos

Asignación de cargas

Las cargas gravitacionales: permanentes y de sobrecarga de uso, deben ser asignadas en las losas de cada piso, de acuerdo con lo establecido en la sección 2.3 del presente documento:

Tabla 2.39. Cargas muerta y viva

Tipo de carga	Carga [T/m ²]
Permanente	0.75
Sobrecarga de uso	0.25

Fuente: Elaborado por Jorge Burgos

Además, la fuente de masa debe ser definida de la siguiente manera:

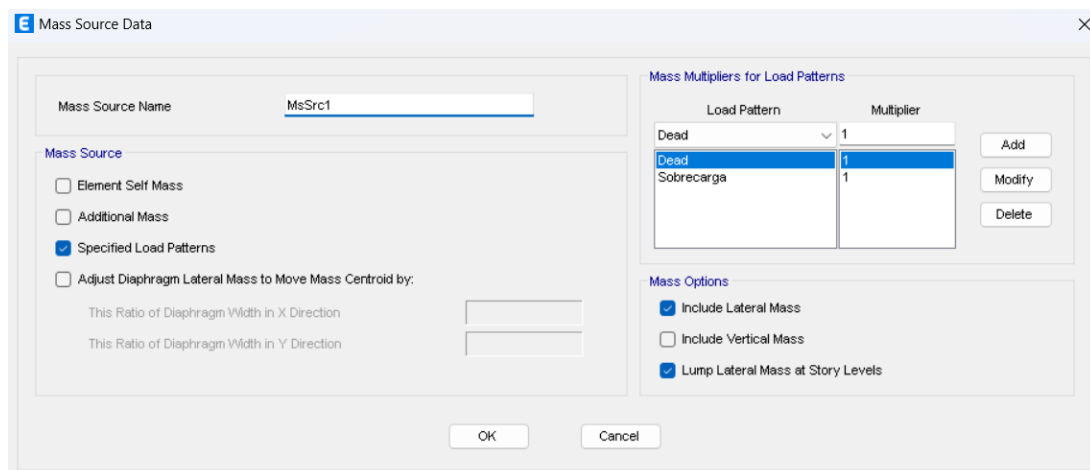


Figura 2.11. Fuente de masa

Fuente: ETABS 20. Elaborado por Jorge Burgos

Finalmente se ingresarán las combinaciones de cargas propuestas por la NEC-SE-CG en el apartado 3.4.3 y descritas en este documento en la sección 2.3

Análisis estático lineal

El análisis estático lineal se basa en el procedimiento de cálculo del FBD indicado en la sección 6.3 de la NEC-SE-DS y en la sección 2.5 del presente documento. Para realizar este análisis en el software se requiere establecer los patrones de carga de sismo en los ejes “x” e “y” ingresando el valor del coeficiente C, que corresponde a la fracción del peso reactivo, y el coeficiente k, que indica como se distribuye el cortante basal en cada piso. En la siguiente figura se muestra el ingreso de los coeficientes anteriormente descritos en el software:

The figure displays two screenshots of a software interface for setting seismic analysis parameters. Each screenshot is divided into three main sections: 'Direction and Eccentricity', 'Factors', and 'Story Range'.
In the top screenshot, under 'Direction and Eccentricity', the 'X Dir' checkbox is checked, while 'Y Dir', 'X Dir + Eccentricity', 'Y Dir + Eccentricity', 'X Dir - Eccentricity', and 'Y Dir - Eccentricity' are unchecked. The 'Factors' section shows 'Base Shear Coefficient, C' set to 0.1984 and 'Building Height Exp., K' set to 1. The 'Story Range' section has 'Top Story' set to 'Story4' and 'Bottom Story' set to 'Base'.
The bottom screenshot is identical in layout but has the 'Y Dir' checkbox checked under 'Direction and Eccentricity', with all other options and values remaining the same.

Figura 2.12. Ingreso de los coeficientes C y k para las tres geometrías

Fuente: ETABS 20. Elaborado por Jorge Burgos

Cabe aclarar que, tanto el coeficiente C como el coeficiente k resultaron los mismos en las tres geometrías, debido a que el periodo fundamental de la estructura para los tres casos fue menor al periodo límite de vibración (T_c), por lo que en la Figura 2.12 se ejemplifica para las tres geometrías.

2.8 Diseño por capacidad de elementos estructurales

El proceso de diseño presentado en esta sección se aplica tanto para el FBD, como para el DDBD, con ciertas consideraciones para cada método, que en su momento serán indicadas. La principal consideración que se debe tomar en cuenta es que, en el diseño

convencional se acostumbra a utilizar factores de reducción de resistencia, para garantizar un diseño conservador, y que de esta manera la resistencia de la sección no sea menor que la demanda. Priestley, Calvi & Kowalsky (2007) indican que utilizar estos factores puede producir una resistencia mucho mayor a la que se requiere, por lo que para el método DDBD se recomienda no utilizar los factores de reducción de resistencia, y mayorar la resistencia de los materiales con los siguientes factores:

Concreto: $f'c_e = 1.3f'c$

Acero: $f_{ye} = 1.1f_y$

Como el objetivo del presente trabajo es analizar el comportamiento de un sistema de muros acoplados ante cargas gravitacionales y cargas sísmicas, únicamente se detallará de manera exhaustiva las consideraciones para el proceso de diseño de muros acoplados y vigas de acople.

En general, el diseño de todos los elementos estructurales se basa en los requerimientos especificado en la NEC-SE-HM y en la ACI318-19. A continuación, se indica en que secciones de las normativas se fundamenta el diseño de cada elemento:

- Vigas: ACI 318-19 capítulo 9, donde se indica los límites del refuerzo y la resistencia de diseño; ACI 318-19 sección 18.6, donde se detalla las consideraciones para el diseño sismorresistente.
- Columnas: ACI 318-19 capítulo 10, se establece la resistencia de diseño del elemento, los límites y el detallado del refuerzo; ACI 318-19 sección 18.7, donde se detalla las consideraciones para el diseño sismorresistente.
- Muros y vigas de acople: ACI 318-19 capítulo 11 y ACI 318-19 sección 18.10.

La definición de materiales para el diseño se encuentra en secciones anteriores del presente documento. En la Tabla 20.5.1.3.1 de la ACI 318 19 se indica que el recubrimiento para vigas, columnas y muros es de 40 mm.

Diseño de muros acoplados

Los muros acoplados se diseñan con los mismos criterios de diseño de muros estructurales. Los muros estructurales se definen como un muro capaz de soportar cargas gravitacionales y diseñado para resistir fuerzas laterales que actúan en el plano del muro (ACI Committee 318, 2019).

Para el diseño de los muros se utilizarán las consideraciones de diseño sismorresistente detalladas en la sección 18.11 de la ACI 318-19. Para que estos requisitos sean aplicables se debe cumplir la siguiente condición:

$$h_w/l_w \geq 2$$

Donde

h_w : altura total del muro medido desde la base hasta la parte superior [m].

l_w : Longitud del muro completo[m].

Cuantías mínimas a flexo-compresión

La ACI 318 19 en la sección 18.10.2.4 (a) indica que la cuantía de refuerzo longitudinal, desde el extremo del muro hasta una longitud de $0.15l_w$, debe ser mayor a:

$$1.6 * \frac{\sqrt{f'c}}{fy}$$

Ecuación 2.46. Cuantía mínima en los extremos del muro

En la sección 18.10.2.1 se establece que la cuantía mínima longitudinal en el alma ρ_l no debe ser menor a 0.0025.

Análisis a flexocompresión

Para realizar el análisis a flexocompresión es necesario obtener la resistencia requerida a axial (P_u) y a momento (M_u), a partir de las combinaciones para el diseño de última resistencia, detallada en la sección 2.3 del documento. La revisión de capacidad se realizará considerando las solicitaciones de las combinaciones más críticas, es decir, las que produzcan los esfuerzos por flexocompresión máximos y mínimos, calculados con la siguiente expresión:

$$\sigma_{max} = \frac{P_u}{A} \pm \frac{M_u * y}{I}$$

Ecuación 2.47. Esfuerzos por flexocompresión

Donde:

P_u : Carga axial requerido de la combinación correspondiente.

A : Área de la sección transversal del muro.

M_u : Momento requerido de la combinación correspondiente.

I: Inercia de la sección transversal del muro.

Una vez obtenidas las demandas simultaneas a flexocompresión de las combinaciones más críticas, se realizará la revisión de capacidad, con la resistencia nominal y de diseño obtenidas en el diagrama de interacción. Se verificará que las acciones simultaneas (P_u, M_u) se encuentren en el interior de la curva de capacidad reducida y por debajo de la condición balanceada, como se ilustra en la Figura 2.13. En general se debe cumplir que:

$$\phi(P_n, M_n) \geq P_u M_u$$

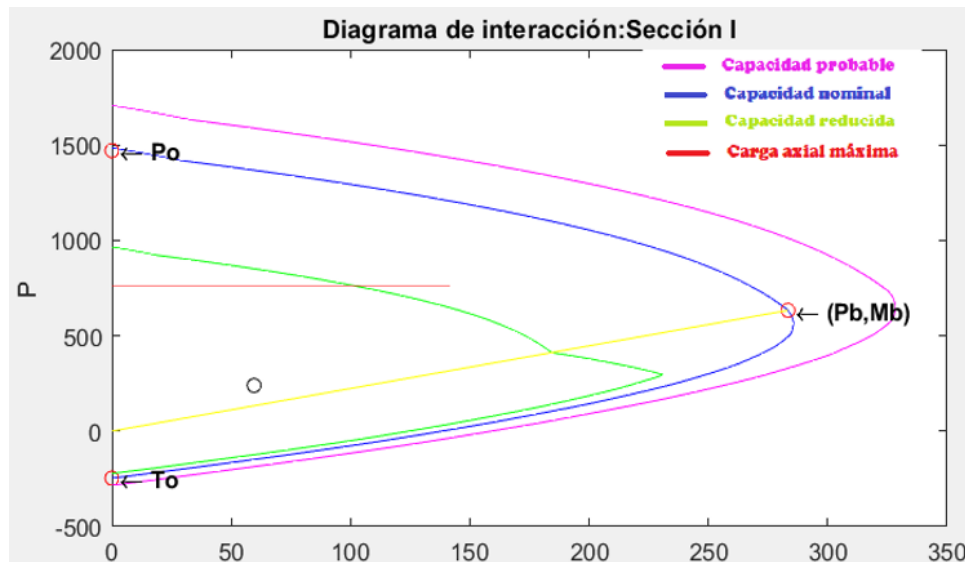


Figura 2.13. Diagrama de interacción (Geometría 1)

Fuente: Elaborado por Jorge Burgos

Para ello, se debe hallar dentro del diagrama de interacción un valor de carga axial reducido (ϕP_n) similar y menor a la carga axial requerida (P_u), y obtener el valor de resistencia de diseño a flexión (ϕM_n) y la distancia al eje neutro C correspondiente a ϕP_n . Se verificará que ϕM_n sea mayor a M_u , o en el caso de que sea menor, que la diferencia sea relativamente pequeña. De igual forma se deberá calcular el momento probable (M_{pr}), mayorando con un factor de 1.15 a f_y , para considerar el endurecimiento del acero.

Es necesario mencionar que, para el FBD las acciones de momento, corte y axial, por carga viva, muerta y sismo fueron tomadas directamente de los resultados arrojados por el software ETABS. Por otro lado, para el DDBD, las acciones por sismo corresponden a los resultados de la sección 2.6.

Diseño a corte

El diseño a corte de los muros se basa en lo que especifica la ACI 318-19 en la sección 18.10.3. La fuerza cortante de diseño (V_e) se debe calcular con la Ecuación 2.48:

$$V_e = \Omega_v * \omega_v * V_u \leq 3V_u$$

Ecuación 2.48. Fuerza cortante de diseño

Donde

V_u : Fuerza cortante obtenida del análisis de combinaciones de carga.

Ω_v : Factor de sobrerresistencia en la sección crítica.

ω_v : Factor de amplificación dinámica de cortante.

En la tabla 18.10.3.1.2 se indica que el factor de sobrerresistencia para muros con relación $h_w/l_w \leq 1.5$ es igual a $\Omega_v = 1$, y que para muros con relación $h_w/l_w > 1.5$ se calcula de la siguiente manera:

$$\Omega_v = \max (M_{pr}/M_u, 1.5)$$

Ecuación 2.49. Factor de sobrerresistencia

En el cual,

M_{pr} : Momento probable de las combinaciones críticas.

M_u : Momento último.

El factor de amplificación dinámica (ω_v) para muros con relación $h_w/l_w < 2$, debe tomarse como 1, por otro lado, para muros con relación $h_w/l_w \geq 2$ debe calcularse como se indica a continuación:

$$\omega_v = 0.9 + \frac{n_s}{10} \quad n_s \leq 6$$

$$\omega_v = 1.3 + \frac{n_s}{30} \quad n_s > 6$$

Ecuación 2.50. Factor de amplificación dinámica de corte

En donde, n_s corresponde al número de pisos, y no debe tomarse menos de $0.007/h_w$.

En el DDBD, la fuerza cortante de diseño V_e corresponde directamente a la fuerza cortante de la combinación más crítica, sin ser amplificada, por lo que los requerimientos a corte son menores.

El ancho del muro puede ser comprobado partiendo de que la fuerza cortante de diseño debe ser menor a la resistencia nominal reducida a corte, el cual corresponde a la suma de la resistencia a corte del acero (ϕV_s) y del hormigón (ϕV_c):

$$V_e \leq \phi V_c + \phi V_s$$

Se sabe que la resistencia a corte del acero debe ser menor a cuatro veces la resistencia del concreto, $V_s \leq 4V_c$, por lo tanto:

$$V_e \leq 5\phi V_c$$

$$V_e \leq 5\phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

Despejando al ancho de muro (b_w):

$$b_w \geq \frac{V_e}{\phi * 2.65 * \sqrt{f'c} * d}$$

Ecuación 2.51. Ancho del muro de acople

En donde,

ϕ : factor de reducción de resistencia a corte, cuyo valor es de 0.75, según la tabla 21.2.1 de la ACI 318-19.

d : Peralte efectivo. Puede ser tomado como la longitud del muro l_w para simplificar los cálculos.

En la sección 18.10.4.1 se indica que la resistencia nominal a corte (V_n) debe calcularse mediante la siguiente ecuación:

$$V_n = (\alpha_c * \lambda * \sqrt{f'c} + \rho_t * fy) A_{cv}$$

Ecuación 2.52. Resistencia nominal a corte para muros

En la cual,

λ : Factor de modificación que toma en cuenta las propiedades mecánicas del concreto. Para hormigón de peso normal $\lambda=1$.

ρ_t : Cuantía de acero a corte.

A_{cv} : Área de la sección transversal.

α_c : Coeficiente que toma los siguientes valores: $\alpha_c = 0.8$ para muros con relación $h_w/l_w \leq 1.5$ y $\alpha_c = 0.53$ para muros con relación $h_w/l_w \geq 2$.

La cuantía de refuerzo transversal se calculará a partir de la Ecuación 2.52. y de la siguiente condición de resistencia:

$$V_e \leq \phi V_n$$

Por lo tanto,

$$V_e \leq \phi * A_{cv} * (\alpha_c * \lambda \sqrt{f'c} + \rho_t * fy)$$

Despejando la cuantía de acero a corte:

$$\rho_t \geq \frac{V_e - \phi * A_{cv} * \alpha_c * \lambda * \sqrt{f'c}}{\phi * A_{cv} * fy}$$

Ecuación 2.53. Cuantía de acero a corte

Diseño de elementos especiales de borde

La ACI 318-19 en la sección 18.10.6 describe el proceso de diseño de los elementos especiales de borde. Es necesario que los muros estructurales tengan elementos especiales de borde, o cabezales, cuando se cumpla la siguiente condición:

$$\sigma_{max} \geq 0.2 f'c$$

Donde,

σ_{max} : esfuerzo a compresión máximo de la fibra extrema, correspondiente a las combinaciones que incluyen a la carga sísmica. Su cálculo se lo realiza utilizando la Ecuación 2.47.

Cuando se requieren elementos especiales de borde se deben cumplir las siguientes condiciones:

1. El cabezal debe extenderse desde la fibra extrema de compresión hasta una distancia igual al máximo entre $c - 0.1l_w$ y $c/2$, donde c es la distancia al eje neutro.
2. El ancho de la zona de compresión por flexión no debe ser menor a $h_u/16$, siendo h_u la altura no apoyada lateralmente.
3. El ancho de la zona de compresión por flexión de muros con relación $h_w/l_w \geq 2$ y $c/l_w > 3/8$, debe ser mayor o igual a 30 cm.

Refuerzo transversal de los elementos de borde

El espaciamiento del refuerzo transversal para los cabezales se rige en base a las siguientes consideraciones:

$$s \leq \left(\frac{b}{3}, \frac{h}{3}, 6\phi_{ab}, 10 \right)$$

Ecuación 2.54. Espaciamiento vertical para el refuerzo transversal

Donde

b y h: ancho y altura del cabezal respectivamente.

ϕ_{ab} : Diámetro de la varilla longitudinal del cabezal.

El refuerzo transversal debe colocarse de tal manera que el espaciamento entre varillas longitudinales (h_x) no exceda a 350 mm y $2/3b$. En la Tabla 18.10.6.4 (g) de la ACI 318-19 se indica que la cantidad de acero colocado debe ser igual al mayor entre:

$$Ash_1 = 0.3 * s * h'' * \frac{f'c}{fy} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$Ash_2 = 0.09 * s * h'' * \frac{f'c}{fy}$$

Ecuación 2.55. Cantidad de acero transversal

Donde,

A_g : Área bruta de la sección.

A_{ch} : Área del núcleo confinado.

h'' : Longitud del núcleo confinado, perpendicular a la dirección de análisis.

El cálculo del refuerzo transversal debe ser realizado tanto para las ramas cortas como para las ramas largas.

Diseño de la viga de acople

Refuerzo longitudinal de las diagonales

El diseño de la viga de acople se lo realiza en base a las consideraciones de la ACI 318.19 18.10.7. El cálculo del cortante de diseño se determina por medio de la siguiente ecuación:

$$V_n = 2 * A_{vd} * f_y * \text{sen } \alpha$$

Ecuación 2.56. Resistencia nominal a corte para la viga de acople

Donde,

A_{vd} : Área total de refuerzo en cada grupo de barras diagonales en una viga de acople.

α : Ángulo entre las barras diagonales y el eje longitudinal de la viga.

El método basado en fuerzas considera para el diseño un factor de reducción de resistencia para tensión de 0.9, especificado en la tabla 21.2.1 de la ACI 318-19. Despejando el área total de refuerzo de la ecuación 2.56 se tiene:

$$V_{CB,i} \leq \phi V_n = 2 * \phi_T * A_{vd} * f_y * \text{sen } \alpha$$

$$A_{vd} = \frac{V_{CB,i}}{2 * \phi_T * f_y * \text{sen } \alpha}$$

Ecuación 2.57. Área de refuerzo para diagonales para FBD

Donde, $V_{CB,i}$ representa el cortante soportado por cada viga de acople, el cual debe ser menor a la resistencia nominal a corte reducida.

Como se mencionó anteriormente, el método DDBD no considera factores de reducción de resistencia, sino que recomienda que se mayor a la resistencia del material, por lo tanto, las ecuaciones 2.56. y 2.57. serían modificadas de la siguiente forma:

$$V_n = 2 * A_{vd} * f_{ye} * \text{sen } \alpha$$

$$A_{vd} = \frac{V_{CB,i}}{2 * f_{ye} * \text{sen } \alpha}$$

Ecuación 2.58. Área de refuerzo para diagonales para DDBD

Donde, f_{ye} corresponde a la resistencia del acero mayorada con un factor de 1.1.

La ACI 318-19 especifica que cada grupo de barras diagonales debe tener al menos cuatro barras distribuidas en dos o más capas.

Refuerzo transversal de las diagonales

El refuerzo transversal de las diagonales debe tener una longitud mayor o igual a $b_w/2$ en la dirección paralela a b_w , y $b_w/5$ en la dirección perpendicular a b_w , según lo especifica la ACI 318-19 sección 18.10.7.4 literal c. La cantidad de acero transversal corresponde al mayor valor entre:

$$(i) \quad 0.3 * s * b_c * \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$(ii) \quad 0.09 * s * b_c * \frac{f'_c}{f_y}$$

Ecuación 2.59. Acero transversal en diagonales

Donde,

s : Espaciamiento del refuerzo transversal. $s \leq (6\phi_{db}, 10)$

b_c : Dimensión transversal del núcleo del miembro.

En el **ANEXO XI** y en el **ANEXO XII** se ejemplifica el procedimiento para el Diseño por capacidad de los elementos estructurales, en base a las solicitaciones obtenidas a partir del FBD y DDBD. En la Figura 2.14 se ilustra el armado de la viga de acople:

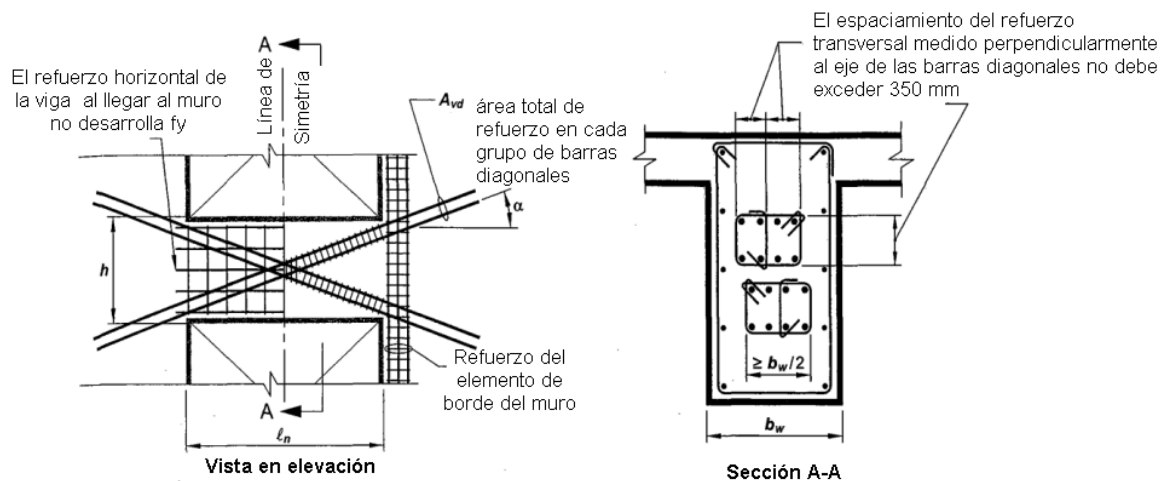


Figura 2.14. Refuerzo Diagonal para vigas de acople

Fuente: (ACI Committee 318, 2019)

3 RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

3.1 Resultados

Secciones definitivas de elementos

Las secciones de vigas y columnas fueron estimadas para que soporten únicamente las cargas gravitacionales, puesto que las cargas laterales serán resistidas por el sistema de muros acoplados. Debido a la configuración en planta de la Geometría 2 se optó por no utilizar columnas, y que los muros acoplados se encarguen de resistir tanto las cargas gravitacionales como las laterales. Las dimensiones de vigas y columnas es la misma para todos los pisos de cada geometría.

Tabla 3.1. Secciones definitivas de vigas y columnas en cm.

Tipo de elemento	Geometría 1		Geometría 2		Geometría 3	
VIGAS	25X35		25X30		25X35	
COLUMNAS	Externas	30X30	Externas	-	Externas	30X30
	Internas	40X40	Internas	-	Internas	30X30

A partir de las consideraciones descritas en la sección 2.4 y del diseño por capacidad realizado en la sección 2.8 del presente documento, se obtuvieron las siguientes dimensiones de los muros y vigas de acople:

Tabla 3.2. Dimensiones definitivas de muros acoplados

		Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Alma	Longitud L [m]	0.7	0.6	0.6
	Ancho b_w [m]	0.40	0.35	0.35
Cabezal	Alto h [m]	0.30	0.20	0.20
	Ancho b [m]	0.40	0.35	0.35
Longitud total l_w [m]		1.30	1.00	1.00

Tabla 3.3. Dimensiones definitivas de muros acoplados

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Luz libre l_n [m]	1.00	1.50	1.00
Peralte h [m]	0.90	0.90	0.90
Ancho b [m]	0.35	0.30	0.30

Momento y cortante basal obtenido a partir del FBD

A partir de del proceso indicado en la sección 2.5. se obtuvieron los siguientes valores de peso reactivo (W), porcentaje de la masa equivalente al cortante basal, cortante basal de cada geometría analizada y el porcentaje de cortante basal que absorben los muros:

Tabla 3.4. Cortante Basal a partir del FBD

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Carga Reactiva [T]	627.264	211.39	293.184
Cortante Basal [%]	19.84%	19.84%	19.84%
Cortante Basal [T]	124.45	39.82	58.17
% V soportado por los muros	94%	98%	92%

Derivas inelásticas y perfil de desplazamientos obtenidos mediante FBD

Posterior a la modelación estructural en ETABS y al análisis estático lineal, el software calculó las siguientes derivas inelásticas, que corresponden tanto a X como a Y, debido a que las geometrías son simétricas:

Tabla 3.5. Derivas inelásticas obtenidas mediante FBD

Piso	Elevación [m]	Deriva inelástica [%]		
		Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
4	12	0.251	0.119	-
3	9	0.254	0.132	-
2	6	0.217	0.125	0.095
1	3	0.110	0.069	0.068
Base	0	0	0	0
Deriva inelástica máx		0.254	0.132	0.095

De igual forma, se obtuvieron los siguientes perfiles de desplazamientos inelásticos, correspondientes a las tres geometrías:

Tabla 3.6. Perfil de desplazamientos obtenido mediante FBD

Piso	Elevación [m]	Desplazamientos [m]		
		Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
4	12	0.0250	0.0134	-
3	9	0.0174	0.0098	-
2	6	0.0098	0.0058	0.0049
1	3	0.0033	0.0021	0.0020
0	0	0	0	0

Ploteando las derivas y los perfiles de desplazamiento se tiene:

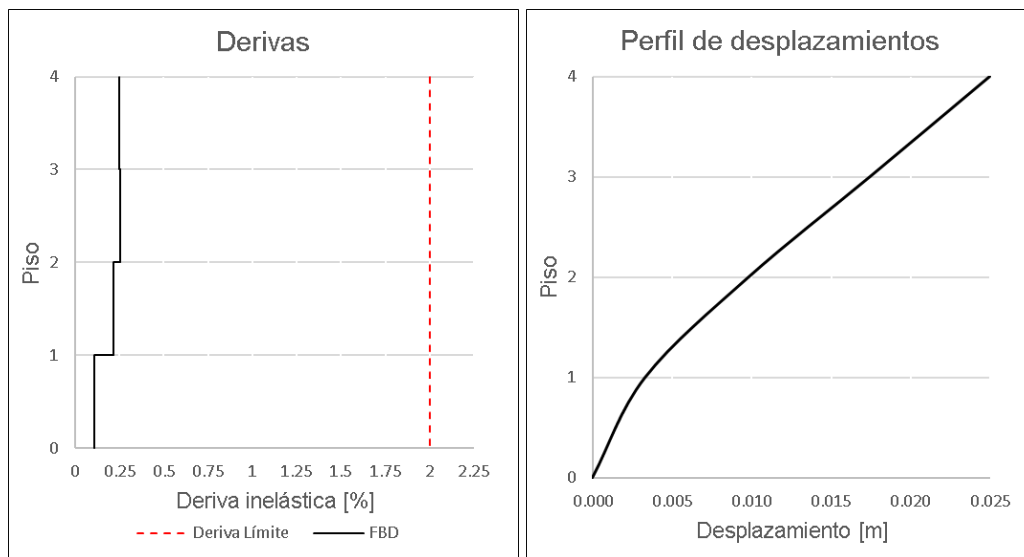


Figura 3.1. Perfil de derivas y desplazamientos obtenidos del FBD correspondientes a la geometría 1

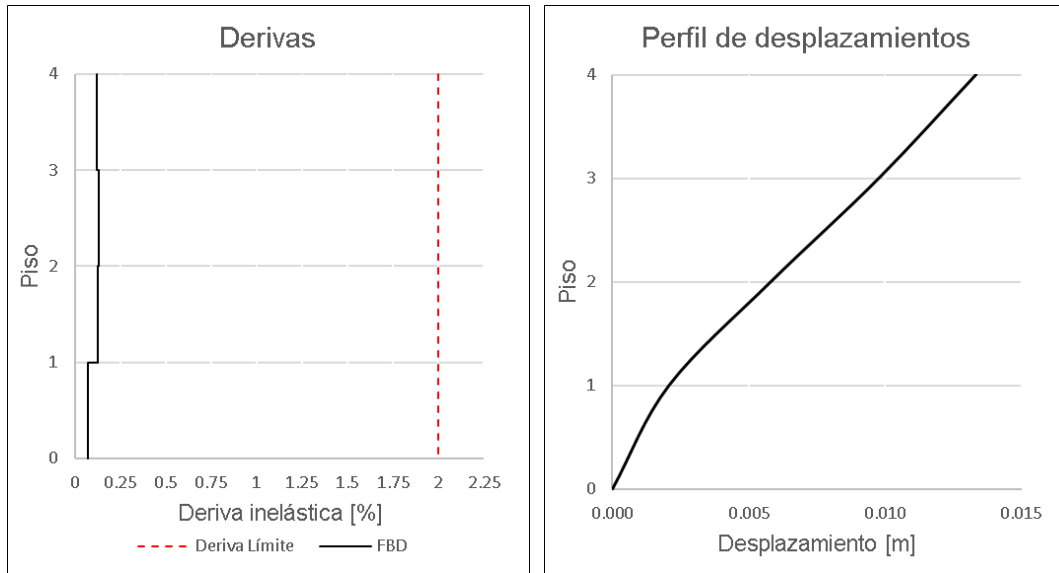


Figura 3.2. Perfil de derivas y desplazamientos obtenidos del FBD correspondientes a la geometría 2

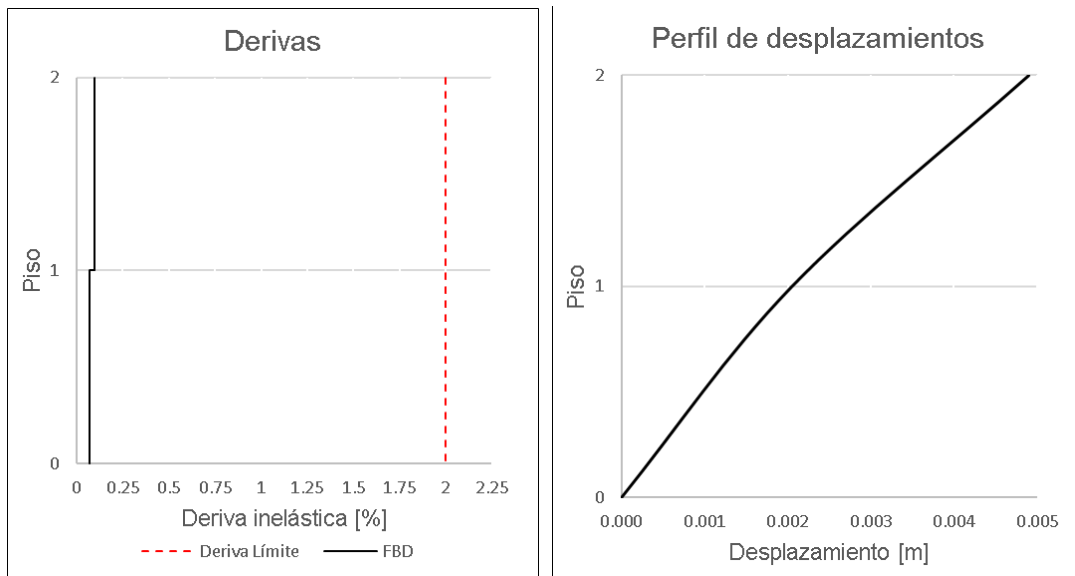


Figura 3.3. Perfil de derivas y desplazamientos obtenidos del FBD correspondientes a la geometría 3

Diseño y armado de muros en base a las solicitaciones del FBD

A continuación, se presenta el armado de los muros acoplados correspondiente a cada geometría, obtenido mediante el diseño por capacidad:

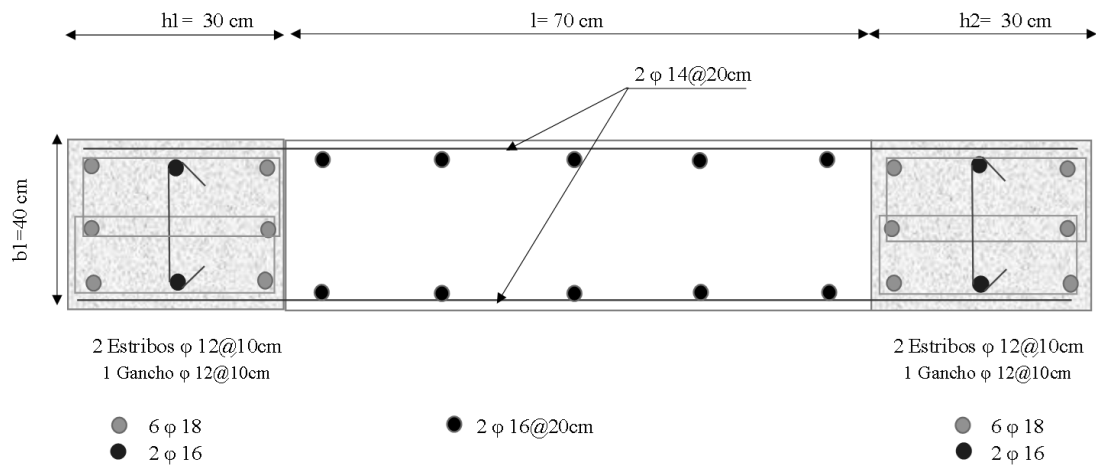


Figura 3.4. Armado del muro correspondiente a la geometría 1 en base al FBD

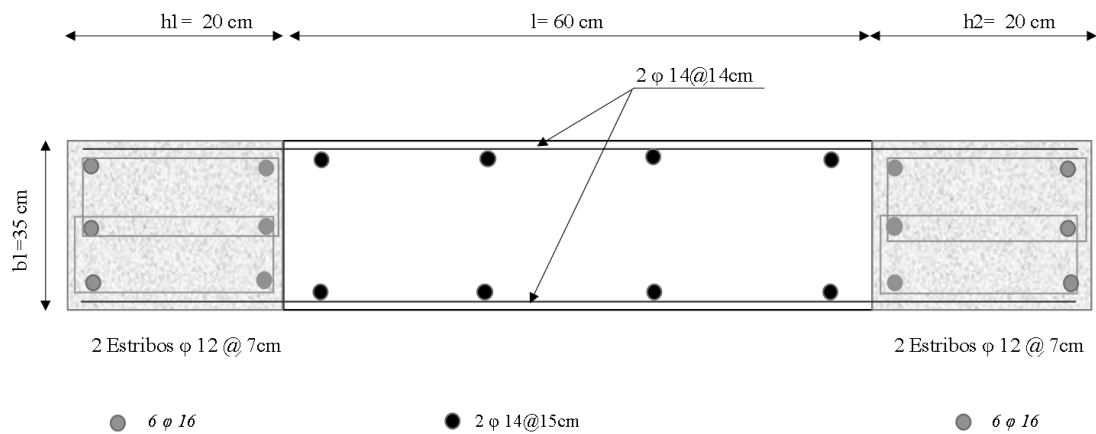


Figura 3.5. Armado del muro correspondiente a la geometría 2 en base al FBD

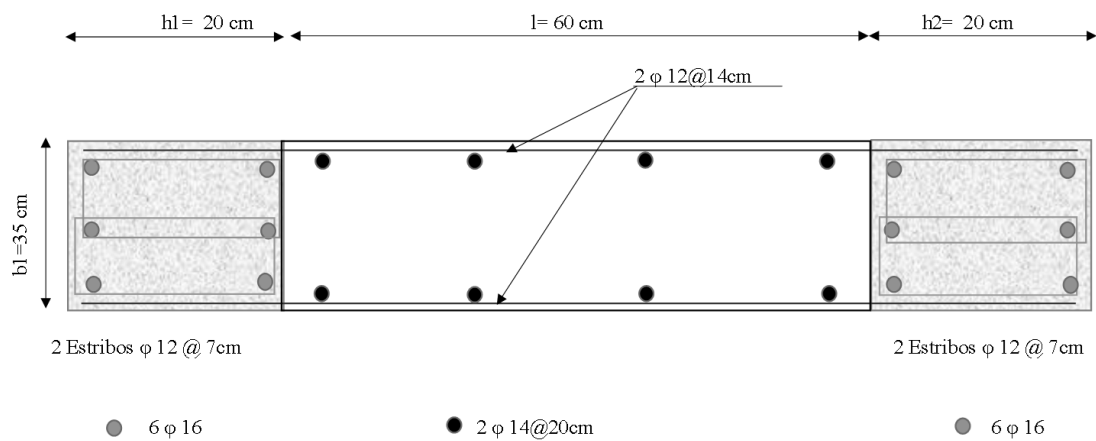


Figura 3.6. Armado del muro correspondiente a la geometría 3 en base al FBD

Diseño y armado de vigas de acople en base a las solicitaciones del FBD

Seguidamente, se presenta el armado para las vigas de acople correspondientes a cada geometría:

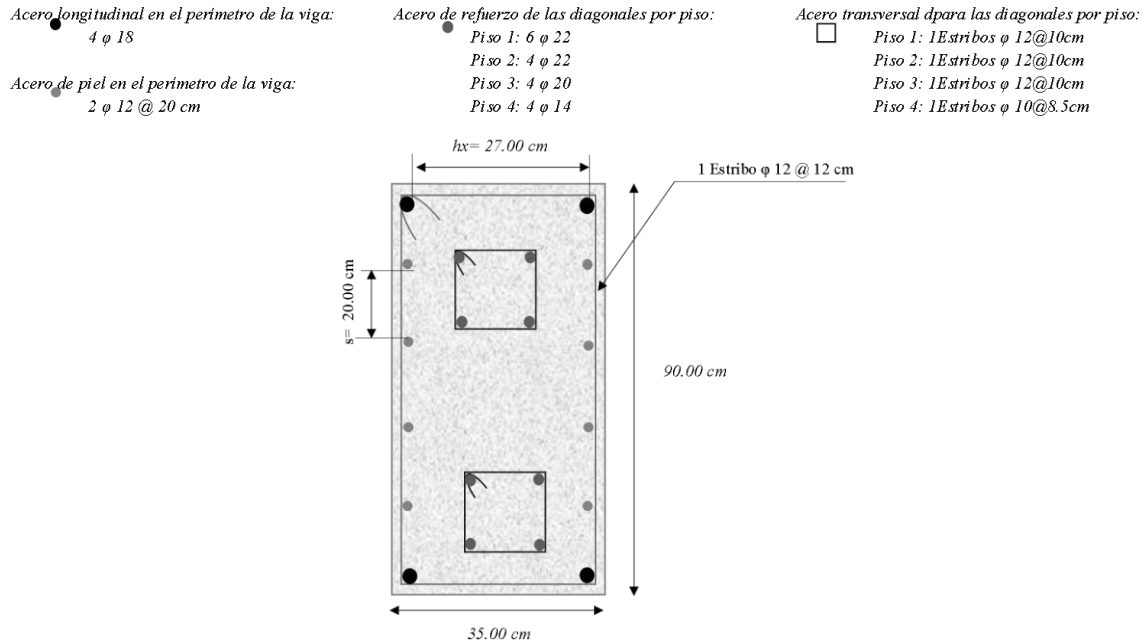


Figura 3.7. Armado de las vigas de acople de la geometría 1 en base al FBD

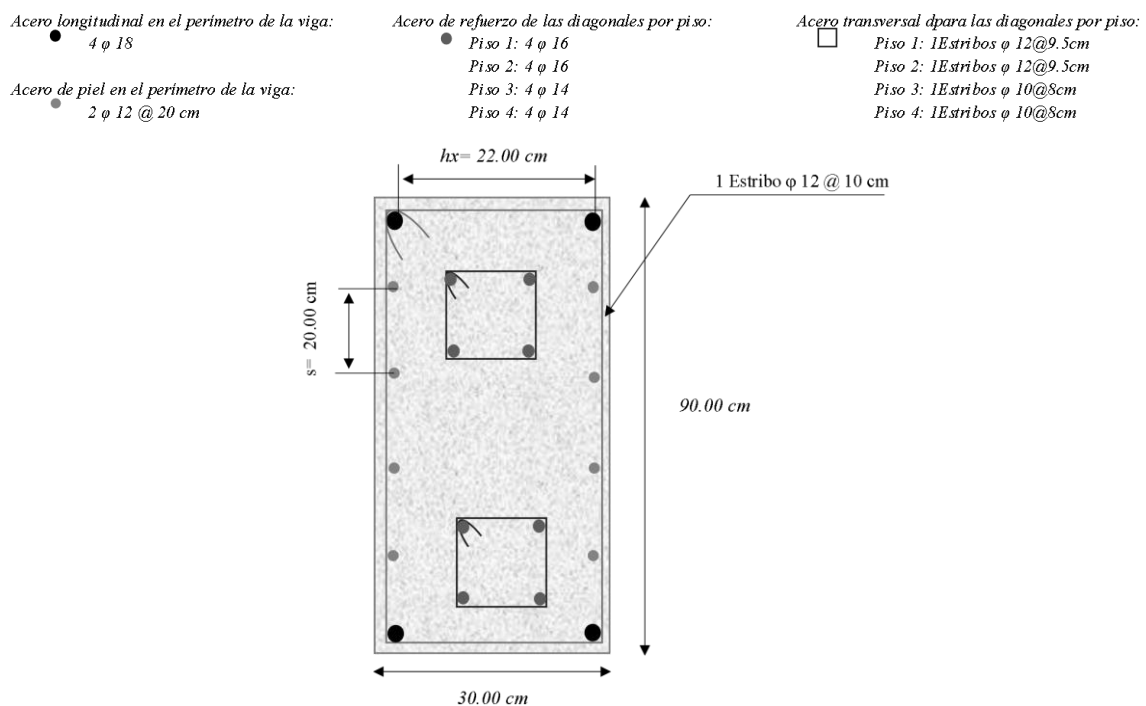


Figura 3.8. Armado de las vigas de acople de la geometría 2 en base al FBD

Acero longitudinal en el perímetro de la viga:

- 4 ϕ 18

Acero de piel en el perímetro de la viga:

- 2 ϕ 12 @ 20 cm

Acero de refuerzo de las diagonales por piso:

- Piso 1: 4 ϕ 18
- Piso 2: 4 ϕ 16

Acero transversal para las diagonales por piso:

- Piso 1: 1 Estribos ϕ 12 @ 10 cm
- Piso 2: 1 Estribos ϕ 12 @ 10 cm

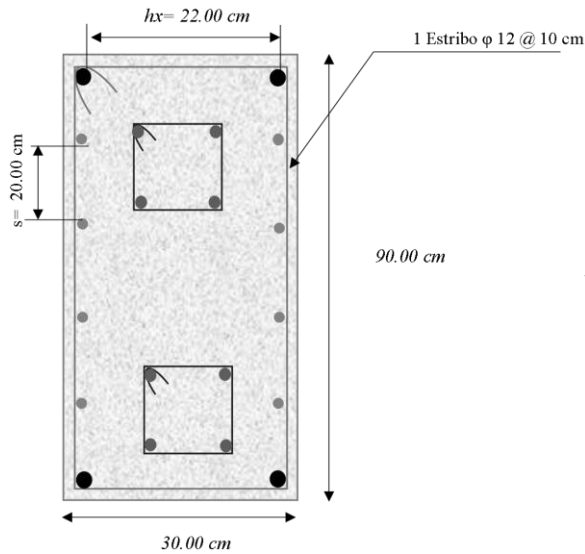


Figura 3.9. Armado de las vigas de acople de la geometría 3 en base al FBD

Momento y cortante basal obtenido a partir del DDBD

En la Tabla 3.6 se presentan los resultados del cortante basal y del momento de volcamiento de la estructura en la dirección de estudio, obtenidos del procedimiento de desplazamientos:

Tabla 3.7. Momento y cortante basal de la estructura por DDBD

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Cortante Basal de la estructura [T]	99.86	28.79	66.43
Momento en la base de la estructura [Tm]	947.78	271.46	338.81

Por otro lado, en la siguiente tabla se compararán los valores correspondientes a la envolvente de diseño por capacidad de cortante y momento en la base de los muros, analizados individualmente:

Tabla 3.8. Cortante y momento de la envolvente de diseño

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Cortante Basal del muro [T]	39.32	8.49	20.36
Momento en la base del muro [Tm]	177.71	35.29	63.53

Derivas inelásticas obtenidas mediante DDBD

En la Tabla 3.9 y 3.10 se indican los valores de deriva inelástica y desplazamientos laterales respectivamente, calculados a través del procedimiento de desplazamientos:

Tabla 3.9. Derivas inelásticas obtenidas mediante DDBD

Piso	Elevación [m]	Deriva inelástica [%]		
		Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
4	12	2.00	2.00	-
3	9	1.91	1.99	-
2	6	1.53	1.72	2.00
1	3	0.83	0.93	1.47
Base	0	0	0	0
Deriva inelástica máx		2.0	2.0	2.0

Tabla 3.10. Perfil de desplazamientos obtenido mediante DDBD

Piso	Elevación [m]	Desplazamientos [m]		
		Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
4	12	0.1880	0.1994	-
3	9	0.1280	0.1394	-
2	6	0.0708	0.0797	0.1031
1	3	0.0249	0.0280	0.0440
0	0	0	0	0

Ploteando las derivas y los perfiles de desplazamiento se tiene:

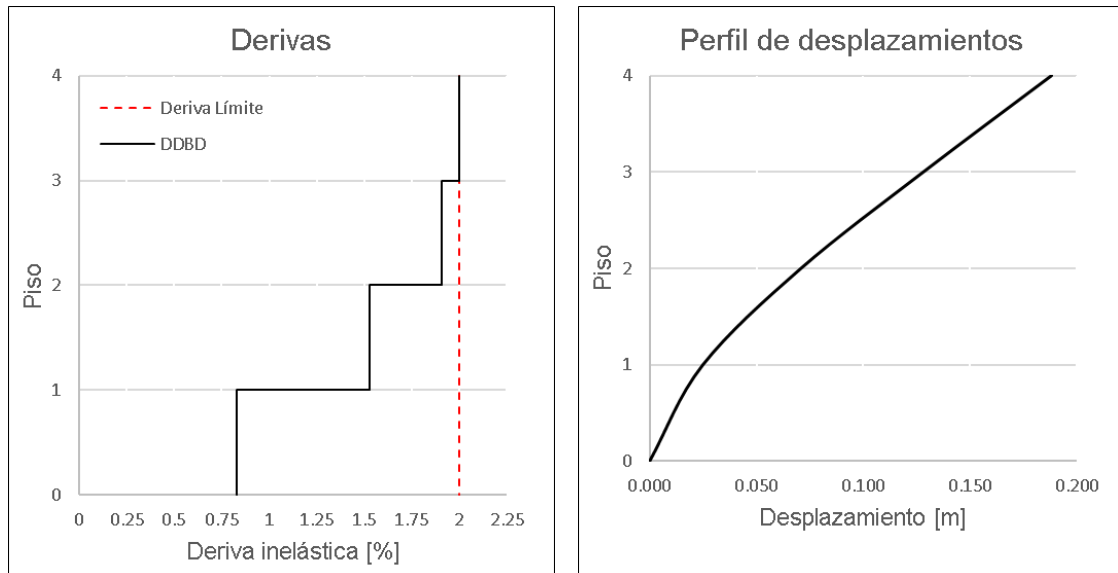


Figura 3.10. Perfil de derivas y desplazamientos obtenidos del DDBD correspondientes a la geometría 1

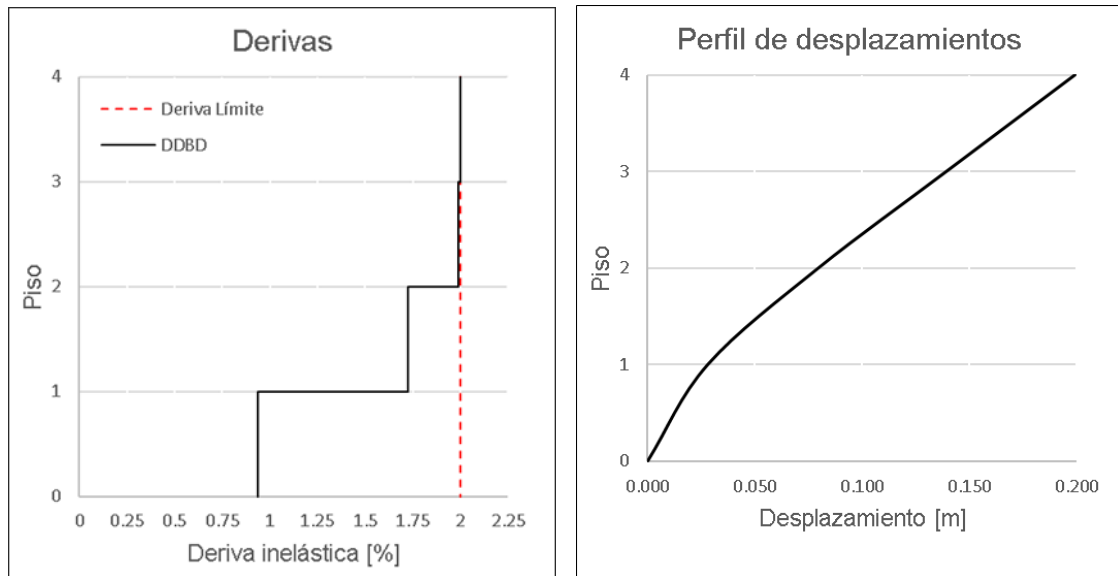


Figura 3.11. Perfil de derivas y desplazamientos obtenidos del DDBD correspondientes a la geometría 2

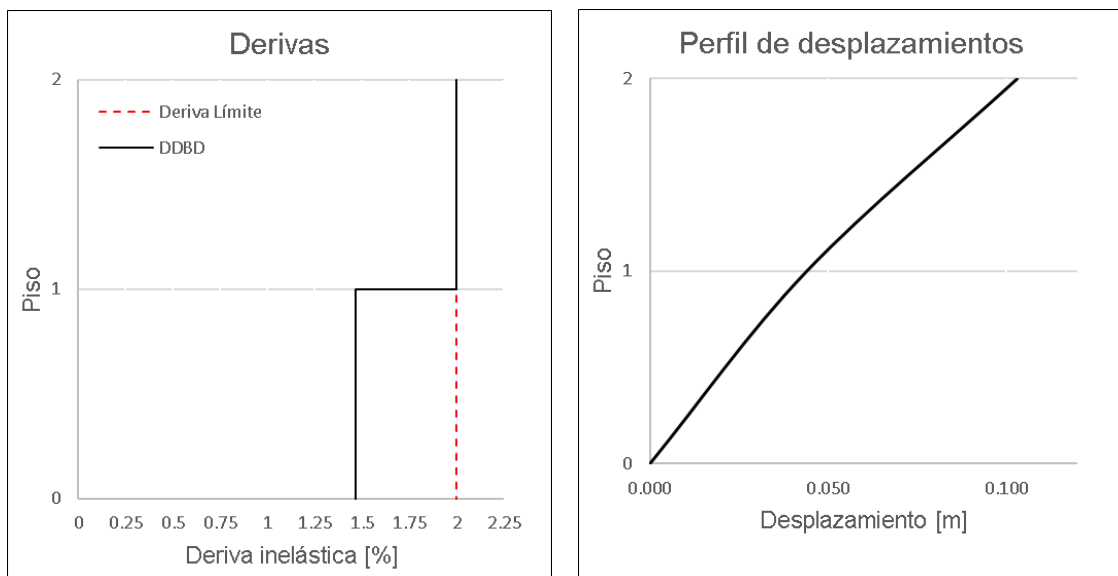


Figura 3.12. Perfil de derivas y desplazamientos obtenidos del DDBD correspondientes a la geometría 3

Diseño y armado de muros en base a las solicitaciones del FBD

A partir de las consideraciones de la ACI 318 19 para el diseño por capacidad de los elementos y en base a las solicitaciones obtenidas del método de desplazamientos, se obtuvieron los siguientes armados:

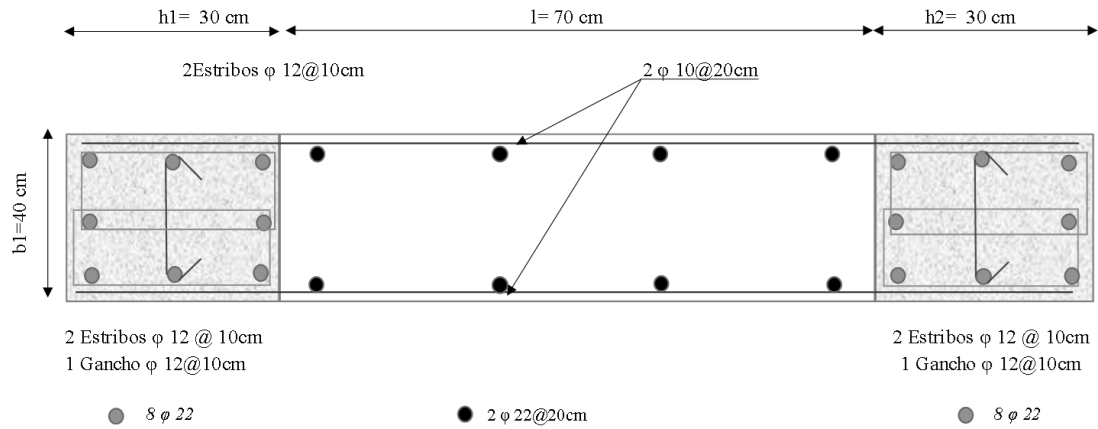


Figura 3.13. Armado del muro correspondiente a la geometría 1 en base al DDBD

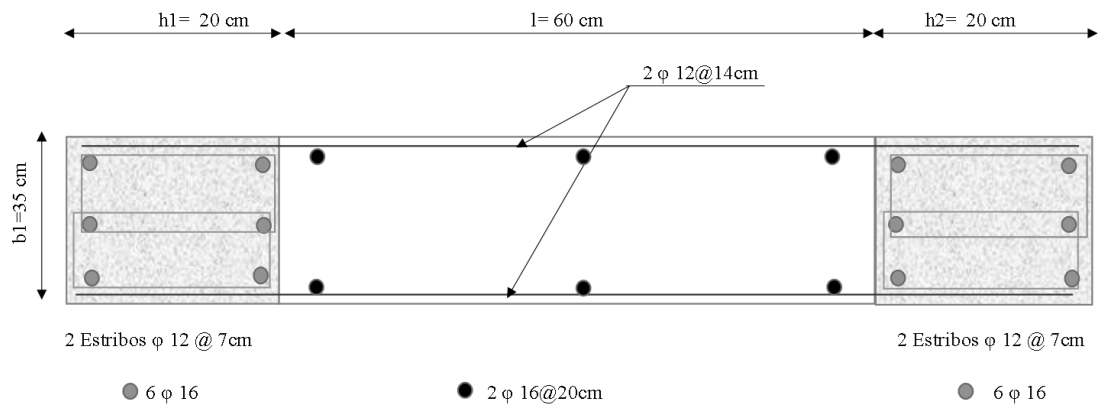


Figura 3.14. Armado del muro correspondiente a la geometría 2 en base al DDBD

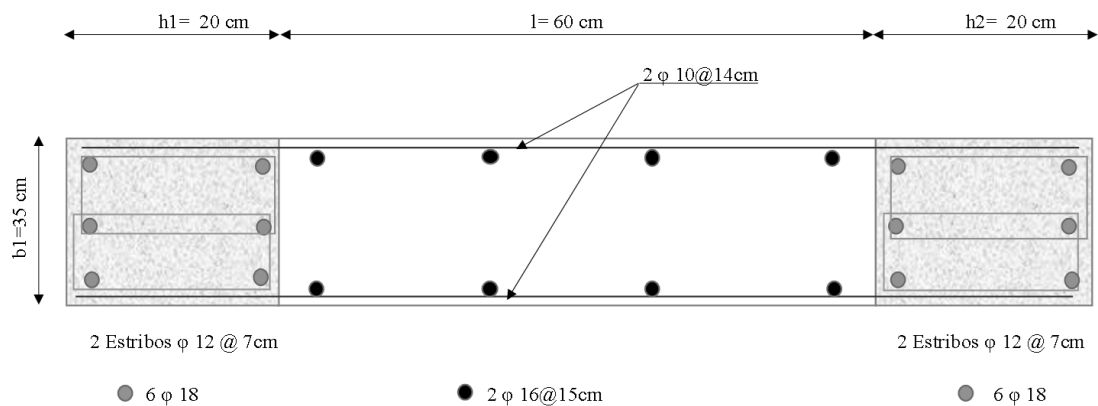


Figura 3.15. Armado del muro correspondiente a la geometría 3 en base al DDBD

Armado de vigas de acople en base a las solicitaciones del DDBD

Acero longitudinal en el perímetro de la viga:

● 4 ϕ 18

Acero de refuerzo de las diagonales por piso:

● 4 ϕ 12

Acero de piel en el perímetro de la viga:

● 2 ϕ 12 @ 20 cm

Acero transversal para las diagonales por piso:

□ 1 Estribos ϕ 12 @ 10 cm

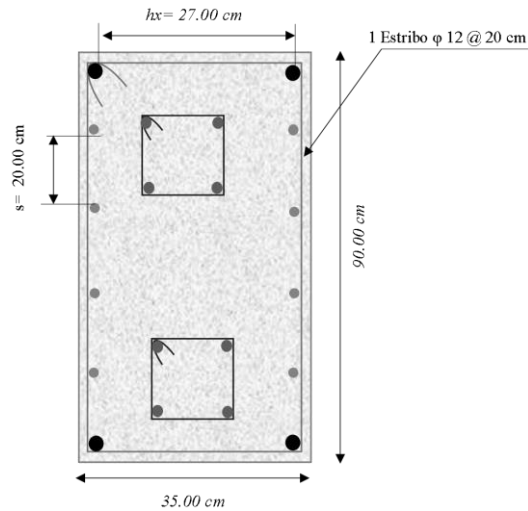


Figura 3.16. Armado de las vigas de acople de la geometría 1 en base al DDBD

Acero longitudinal en el perímetro de la viga:

● 4 ϕ 18

Acero de refuerzo de las diagonales por piso:

● 4 ϕ 12

Acero de piel en el perímetro de la viga:

● 2 ϕ 12 @ 20 cm

Acero transversal para las diagonales por piso:

□ 1 Estribos ϕ 10 @ 7 cm

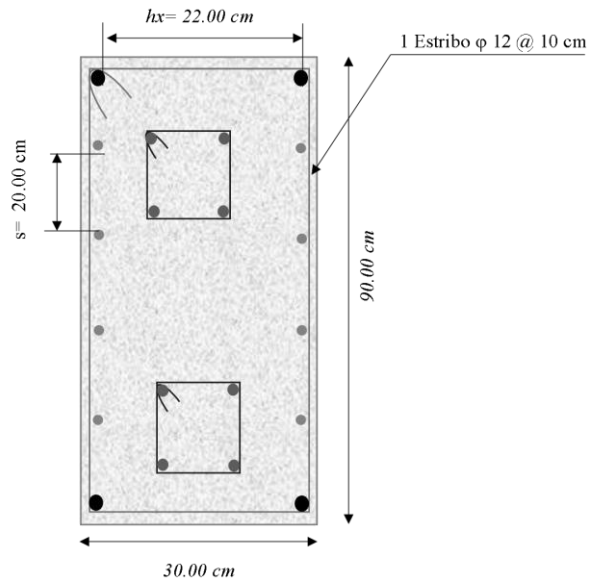


Figura 3.17. Armado de las vigas de acople de la geometría 2 y 3 en base al DDBD

Comparación de resultados obtenidos mediante el FBD y el DDBD

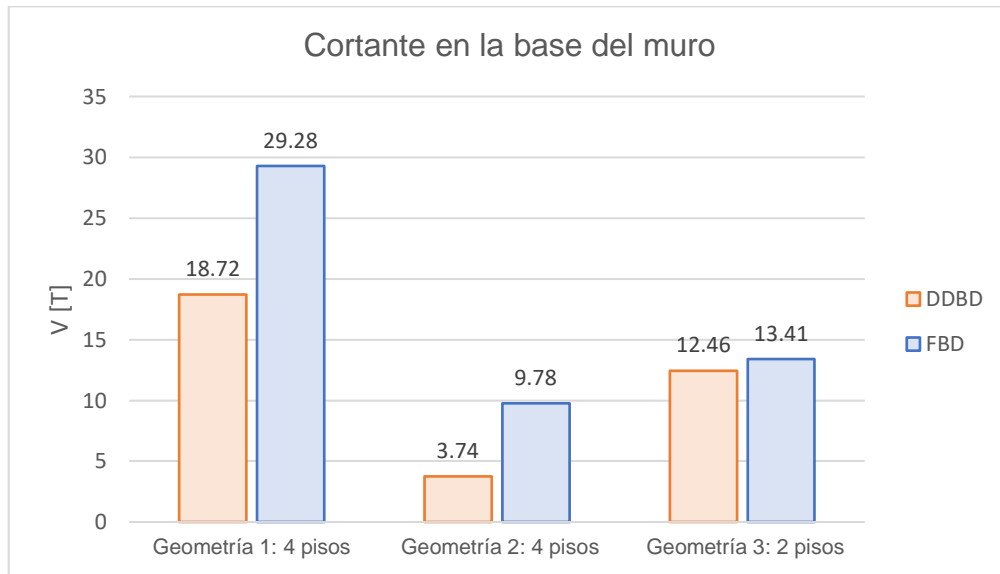


Figura 3.18. Comparación de los cortantes en la base obtenidos del FBD y DDBD

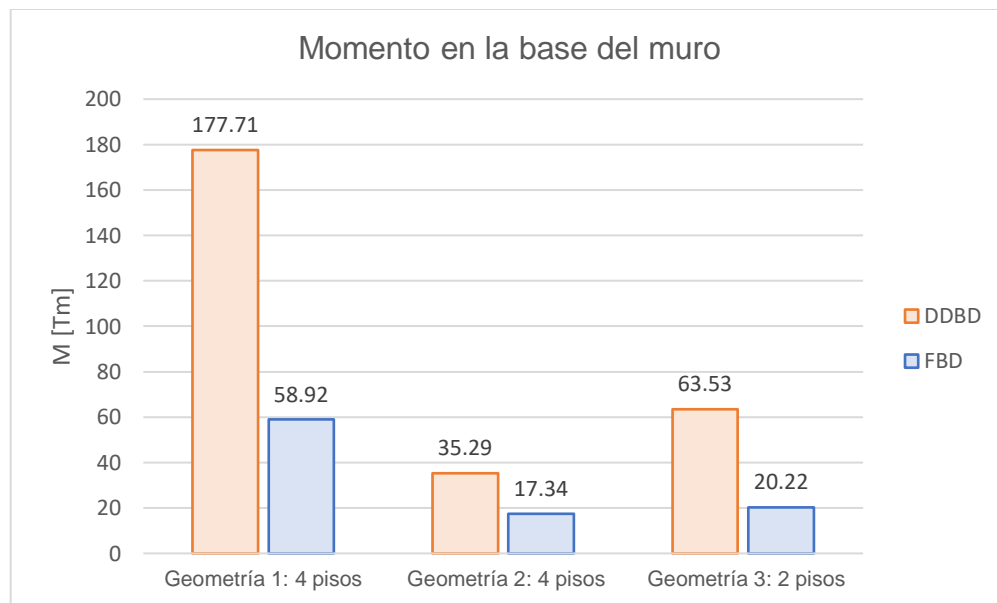


Figura 3.19. Comparación de los momentos en la base obtenidos del FBD y DDBD

En la Tabla 3.11. se resumen los resultados antes expuestos, sobre cortante y momento en la base del muro:

Tabla 3.11. Comparación de resultados de cortante y momento en la base

Metodología	Cortante en la base [T]		Momento en la base [Tm]	
	FBD	DDBD	FBD	DDBD
Geometría 1	29.28	18.72	58.92	177.71
Geometría 2	9.78	3.74	17.34	35.29
Geometría 3	13.41	12.46	20.22	63.53

Otro parámetro de comparación entre las dos metodologías son las derivas inelásticas de piso y los desplazamientos laterales, los cuales se muestran en los siguientes gráficos:

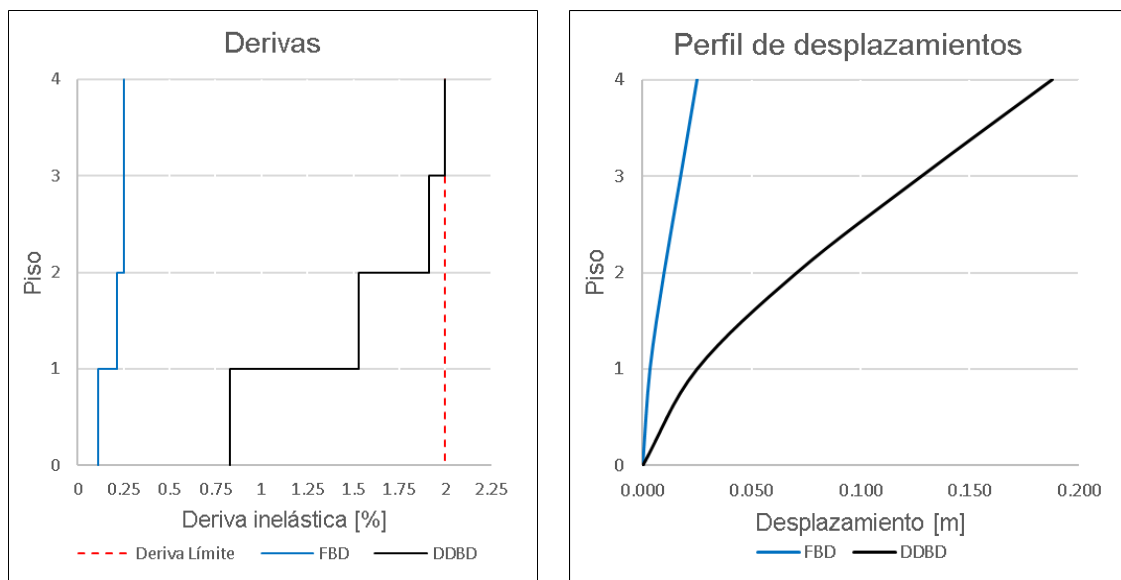


Figura 3.20. Comparación de perfil de derivas y desplazamientos de la geometría 1

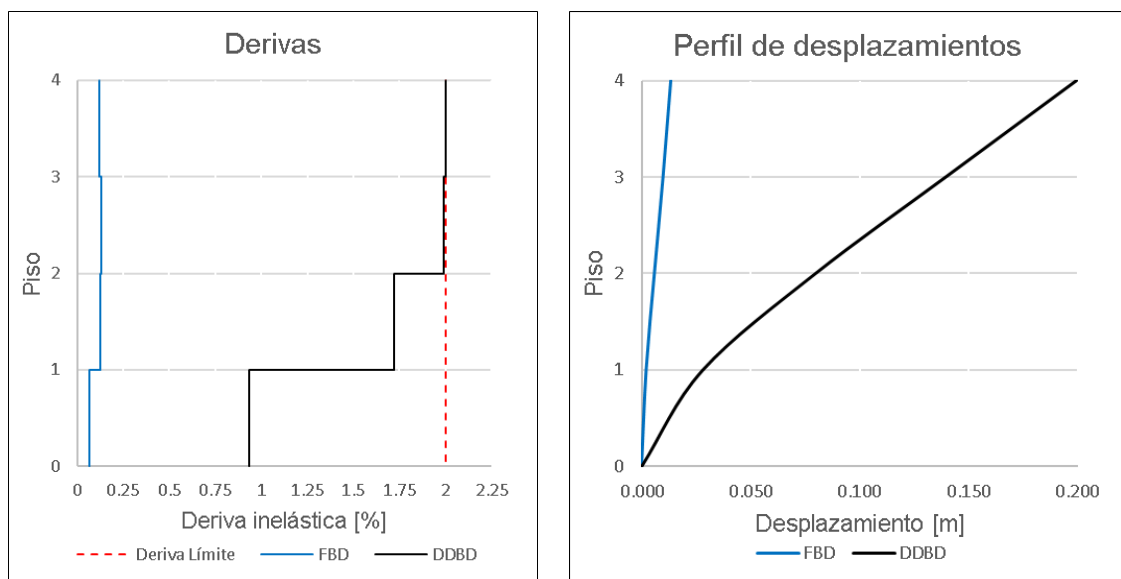


Figura 3.21. Comparación de perfil de derivas y desplazamientos de la geometría 2

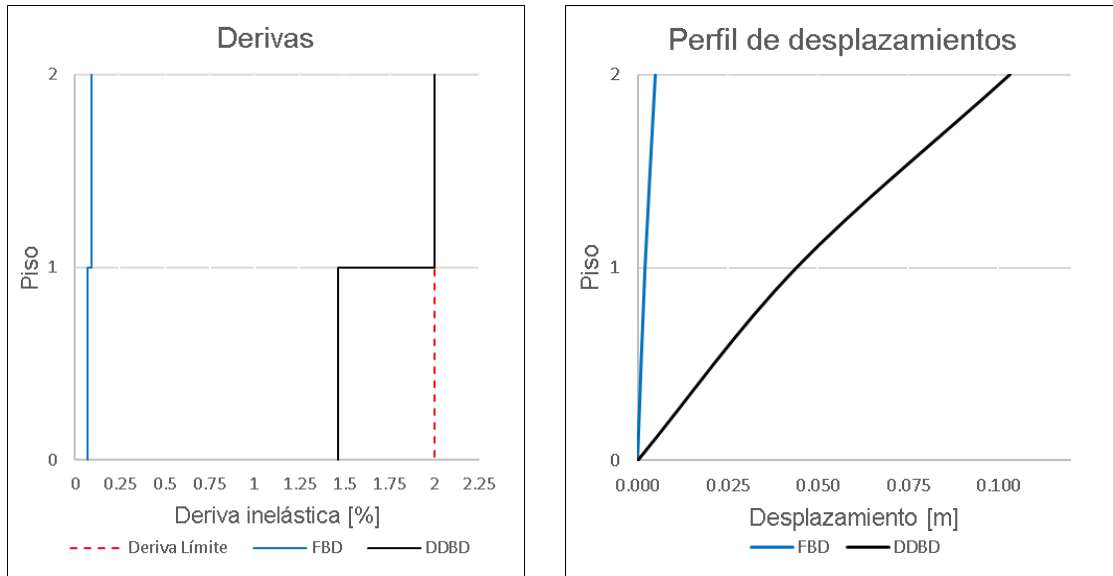


Figura 3.22. Comparación de perfil de derivas y desplazamientos de la geometría 3

En las Tablas 3.12. y 3.13 se resumen los valores presentados en las figuras anteriores, sobre derivas inelásticas de piso y desplazamientos laterales:

Tabla 3.12. Comparación entre derivas inelásticas

Derivas inelásticas [%]							
Piso	Elev. [m]	Geometría 1		Geometría 2		Geometría 3	
		FBD	DDBD	FBD	DDBD	FBD	DDBD
4	12	0.251	2.000	0.119	2.000	-	-
3	9	0.254	1.909	0.132	1.990	-	-
2	6	0.217	1.528	0.125	1.722	0.095	2.000
1	3	0.110	0.830	0.069	0.934	0.068	1.467
Base	0	0	0	0	0	0	0

Tabla 3.13. Comparación entre desplazamientos laterales

Desplazamientos laterales de piso [m]							
Piso	Elev. [m]	Geometría 1		Geometría 2		Geometría 3	
		FBD	DDBD	FBD	DDBD	FBD	DDBD
4	12	0.0250	0.1880	0.0134	0.1994	-	-
3	9	0.0174	0.1280	0.0098	0.1394	-	-
2	6	0.0098	0.0708	0.0058	0.0797	0.0049	0.103
1	3	0.0033	0.0249	0.0021	0.0280	0.0020	0.044
Base	0	0	0	0	0	0	0

En la Tabla 3.14 se analizan las cuantías de refuerzo longitudinal de los muros obtenidas mediante los dos métodos de diseño:

Tabla 3.14. Comparación de cuantías de refuerzo longitudinal de los muros

Cuantía de refuerzo longitudinal		
	FBD	DDBD
Geometría 1	1.051%	1.754%
Geometría 2	1.041%	1.034%
Geometría 3	1.041%	1.332%

Fuente: Elaborado por Jorge Burgos

3.2 Conclusiones

La relación entre la longitud de la viga de acople y su peralte (l_n/h) es de suma importancia para lograr el comportamiento esperado de un sistema de muros acoplados. Una relación de l_n/h muy grande causará poco grado de acoplamiento, lo que se traducirá en un comportamiento muy similar al de sistemas de muros aislados, y no se presentarán los beneficios del acoplamiento; de hecho, las vigas no requerirán un refuerzo diagonal a tensión, puesto que no transferirán cortante al muro durante el sismo, que es el principal objetivo de esta tipología. Por otra parte, una relación de l_n/h muy pequeña causará mucho acoplamiento, produciendo gran rigidez en el sistema, lo que significará que este actuará como un solo muro, por lo que las vigas de acople no disiparán energía, y se presentarán grandes cargas axiales en la base.

Los cortantes basales en los muros calculados mediante la metodología de fuerzas son superiores en las tres geometrías, con respecto a los cortantes obtenidos mediante el procedimiento de desplazamientos. Se observa que existe mayor porcentaje de diferencia de cortantes entre el FBD y el DDBD en la geometría 2, debido a que la proporción del cortante que absorben los muros en esta configuración es del 52%, en comparación con las otras dos geometrías, en donde los muros soportan el 75% de cortante. En general, el cortante obtenido por el diseño basado en desplazamientos es menor, debido a que este método utiliza la rigidez secante del sistema, que es menor a la rigidez inicial elástica utilizada por el método de las fuerzas, como se puede observar en la Figura 1.2, y debido al factor R asumido en el método de las fuerzas.

El factor de reducción de fuerza sísmica (R) utilizado en el diseño basado en fuerzas no representa la verdadera ductilidad de la estructura, puesto que asume una capacidad de ductilidad única para diferentes sistemas estructurales. Un factor que represente adecuadamente la ductilidad debe tomar en cuenta, además del tipo de estructura, el

periodo fundamental, el tipo de suelo, factores de ductilidad, sobrerresistencia, redundancia y amortiguamiento de la estructura. Esta deficiencia puede ser observada en la comparación de los cortantes en la base del muro, en donde los cortantes por el método DDBD son menores a los calculados por el FBD, demostrando que el factor R no fue el adecuado para el comportamiento de este sistema estructural de muros acoplados, puesto que la NEC enmarca a todos los sistemas de muros de hormigón un mismo valor de R.

Los momentos flectores en la base son superiores en el método de los desplazamientos, con variaciones de entre el 50% al 60% con respecto a los obtenidos por el FBD, con valores para las geometrías 1, 2 y 3 son de 177.71 Tm, 35.29 Tm y 63.53 Tm respectivamente para el DDBD; y para el método de las fuerzas los valores para las geometrías 1, 2 y 3 son de 58.92 Tm, 17.34 Tm y 20.22 Tm respectivamente.

Las derivas inelásticas máximas alcanzadas por las tres geometrías aplicando el método de las fuerzas están por debajo del 0.30%, es decir, las estructuras son bastante rígidas. Por otro lado, las derivas máximas aplicando el método de los desplazamientos, llegan a la deriva límite estipulada por el código del 2%. Esto es debido al objetivo del método DDBD, en donde se busca diseñar una estructura que logre llegar a un estado límite de desempeño, en este caso la deriva del 2%, y no estar restringido por uno, tal como sucede en el procedimiento de fuerzas, en donde se debe iterar el procedimiento, cambiando la rigidez de los elementos, hasta estar dentro de los límites establecidos.

En la Tabla 3.14. se puede observar las cuantías de acero longitudinal a flexo compresión para los muros acoplados. La cuantía de acero es mayor en el procedimiento del DDBD que en el del FBD, a excepción de la geometría dos, debido a que, como se indicó anteriormente, en esta geometría se asignó una mayor proporción de cortante basal β_{CB} para que soporten las vigas. Sin embargo, resulta lógico que la cuantía a flexo compresión en el DDBD sea superior, puesto que las solicitaciones a momento son considerablemente mayores.

Una importante deficiencia en el diseño de las vigas de acople en el procedimiento de desplazamientos es que asigna un valor promedio de cortante a cada viga de acople, lo que implica que, la cuantía de acero de refuerzo para las diagonales será la misma en todos los pisos; obviando que las vigas de acople en los pisos superiores absorberán menos cortante que en las vigas de pisos inferiores, puesto que el momento es menor a una mayor altura. Esto significará que las vigas de acople en los pisos mas altos estarán sobredimensionadas, y se correrá el riesgo que las vigas de acople de los pisos inferiores no logren soportar la solicitación a corte.

3.3 Recomendaciones

El diseño por desplazamientos considera un factor β_{CB} , que representa la porción del cortante basal que soportarán las vigas de acople. Aunque este parámetro corresponde a una elección del diseñador, se recomienda que el valor se encuentre entre 0.25 a 0.70, y que no induzca una fuerza de tensión en la base del muro que supere a las cargas gravitacionales. Para lograr esta condición se requiere de varias iteraciones.

Aunque la base teórica del diseño basado en desplazamientos es la misma para cualquier tipología estructural, cada una tiene sus propias consideraciones, por lo que se recomienda verificar el procedimiento específico para cada tipología detallados en el libro *Displacement-Based Seismic Design of Structures* de Priestley, Calvi & Kowalsky (2007). Las consideraciones aquí descritas corresponden específicamente para sistemas de muros acoplados, donde se debe tomar en cuenta el aporte de las vigas de acople al sistema. En tipologías como muros aislados en cantiléver únicamente se toma en cuenta lo que soportarán los muros, o en el caso de sistemas duales, se debe tomar en cuenta el aporte de los muros y de los pórticos.

Tanto para la metodología por fuerzas como la metodología por desplazamientos se requiere realizar la revisión de efectos de segundo orden, o efectos P- Δ , mediante el índice de estabilidad θ_{Δ} , puesto que estos efectos modifican, las fuerzas internas, fuerzas laterales, momentos y derivas. Cuando el índice de estabilidad es mayor a 0.33, la estructura es inestable, y requiere un rediseño, donde se la rigidice.

Se recomienda no utilizar los factores de reducción de resistencia a flexión para el diseño por capacidad en base a las solicitaciones obtenidas a partir de la metodología basada en desplazamientos, de las zonas donde se espera que se desarrollen las rótulas plásticas, y en su lugar utilizar las resistencias esperadas de los materiales.

Es importante recalcar que varios de los parámetros definidos en el presente trabajo son dependientes de la normativa de cada país, como los espectros de diseño de aceleración y desplazamiento. Como se mencionó a lo largo del documento, el procedimiento se basó en la Normativa Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS, NEC-SE-HM y NEC-SE-CG, por lo que para otros países en necesaria la revisión de la normativa correspondiente.

Se recomienda, en la modelación estructural en el software computacional ETABS, subdividir a los elementos tipo área, como losas, muros y vigas de acoples, para garantizar un mejor comportamiento y obtener un resultado de las acciones más cercanos a la realidad, puesto que el programa se basa en el método de elementos finitos para el análisis

estructural. Además, como se espera que el sistema de muros acoplados absorba la mayoría del cortante basal, la condición de apoyo de las columnas no debe ser empotrado, sino con un simple apoyo, para que no transmitan momento.

Es necesario que siempre los resultados obtenidos mediante los procedimientos manuales sean contrastados con programas computacionales y viceversa, y que estos se encuentren dentro de un rango aceptable de valores. Para el caso del diseño basado en fuerzas se contrastaron los resultados con el software ETABS, para los valores de carga reactiva, cortante, áreas de acero requerido, diagramas de interacción, etc.

Esta metodología alternativa, desarrollada en el documento, es relativamente nueva, por lo que requiere de más trabajos comparativos en donde se tomen en cuenta otras tipologías estructurales, configuraciones geométricas en planta y elevación, demandas sísmicas, etc., además de análisis experimentales que validen los parámetros de evaluación del DDBD y los resultados obtenidos en trabajos teóricos. De tal manera que esta metodología pueda ganar mayor confianza dentro de la comunidad, sea mayormente aceptada y divulgada, y puesta en práctica en diseños estructurales.

4 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI Committee 318. (2019). *318-19 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary* (2019 ed., Vol. 1). Chicago, USA: American Concrete Institute.
- ASCE 41-13. (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Reston, USA: American Society of Civil Engineers.
- Caiza, P., & Viera, P. (2019). *Diseño de columnas, muros estructurales y diafragmas en hormigón armado*. Quito: Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE.
- Cervera, M., & Elena, B. (2002). *Mecánica de Estructuras. Métodos de Análisis*. Barcelona: CPET (Centre de Publicacions del Campus Nord).
- Desena, D. (2016). *Metodología para la Obtención de Espectros Sísmicos de Piso*. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid.
- El-Arab, I. (2012). Seismic Analysis of Monolithic Coupling Beams of Symmetrical Coupled Shear Wall System. *International Journal of Current Engineering and Technology*, 346-356.
- García, D. (2017). *Manual para la Elaboración de Diagramas Momento-Curvatura de Secciones de Concreto Reforzado*. Pamplona: Universidad de Pamplona.
- López, G., & Ayala, G. (2013). Método de Diseño Sísmico Basado en Desplazamientos para Marcos de Concreto Reforzado. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 91-111.
- MIDUVI. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción: Estructuras de Hormigón Armado*. Quito, Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- MIDUVI. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Contrucción: Cargas (No sísmicas)*. Quito, Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- MIDUVI. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Contrucción: Peligro Sísmico Diseño Diseño Sismo Resistente*. Quito, Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- Montejo, L., & M.J., & K. (2007). *Set of Codes for the Analysys of Reinforced Concrete Members*. Raleigh, North Carolina, USA: North Carolina State University.
- Ordóñez, J. (2015). *Diseño Sísmico Basado en Desplazamientos de Estructuras de Hormigón Armado Aporticadas y Estructuras con Muros de Corte*. Quito, Pichincha, Ecuador: Escuela Politécnica Nacional.
- Paulay, T., & Priestley, M. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. New York: John Wiley & Sons, INC.
- Priestley, M., Calvi, G., & Kowalsky, M. (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. Pavia, Italia: IUSS Press.

- Priestley, M., Seibe, F., & Calvi, G. (1996). *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. New York, USA: John Wiley & Sons, INC.
- Santos, H. (2018). *Estudio numérico de la Respuesta de Sistemas de Muros De hormigón Armado Acoplados y Diseño Experimental para su Validación*. Santiago de Chile: Universidad de Chile.
- Suquillo, B. (2017). *Validación de los Límites para Distintos Niveles de Desempeño en Edificios con Muros de Hormigón Armado*. Santiago de Chile: Universidad de Chile.
- Tauberg, N., Kolozvari, K., & Wallace, J. (2019). *Ductile Reinforced Concrete Coupled Walls: FEMA P695 Study. Final Report*. Los Ángeles, California, USA: University of California.

5 ANEXOS

ANEXO I

Secuencia de operación para el Diseño Basado en Fuerzas

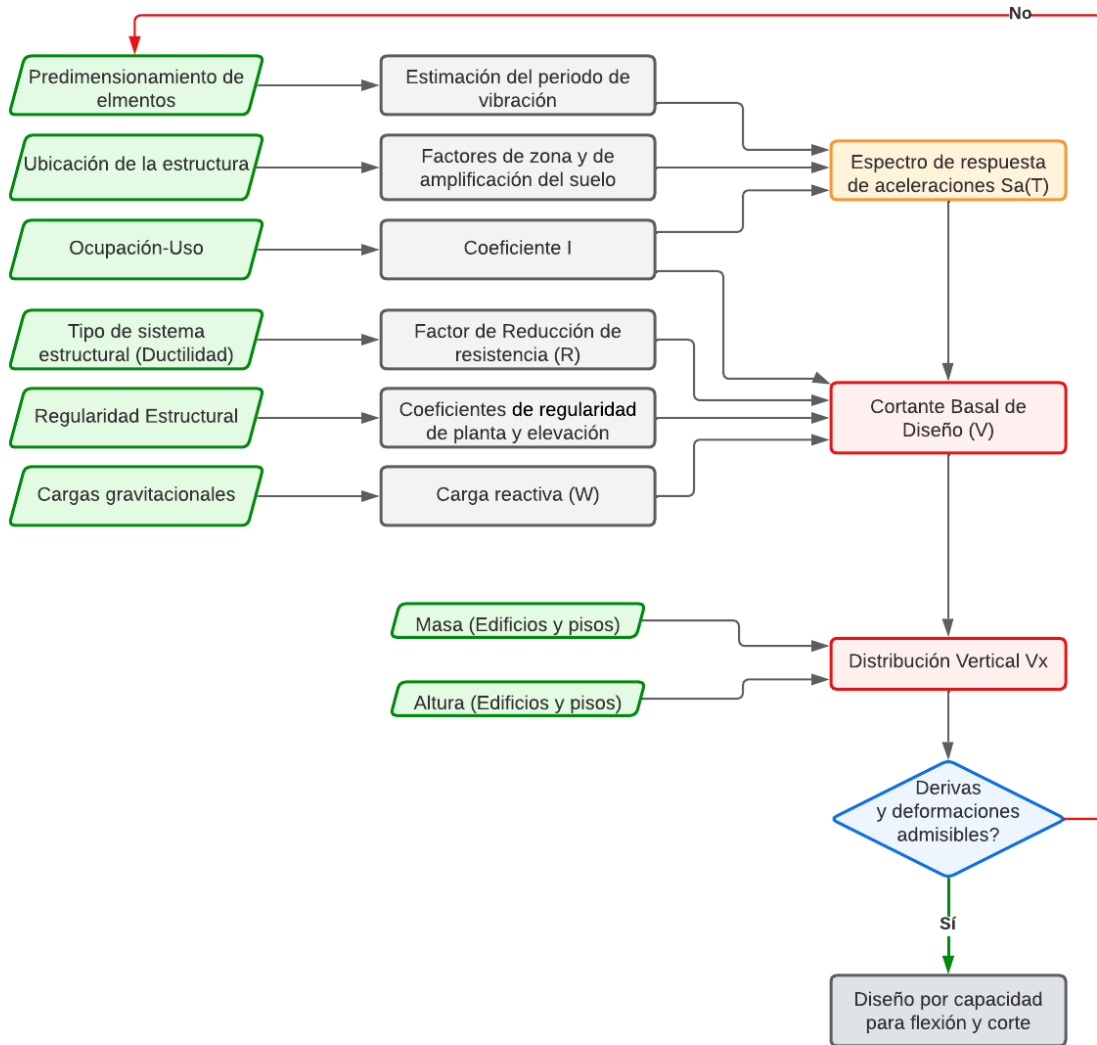


Figura 5.1. Secuencia de operación para el Diseño Basado en Fuerzas

Fuente. Elaborado por Jorge Burgos

ANEXO II

Secuencia de operación para el Diseño Basado en Desplazamientos

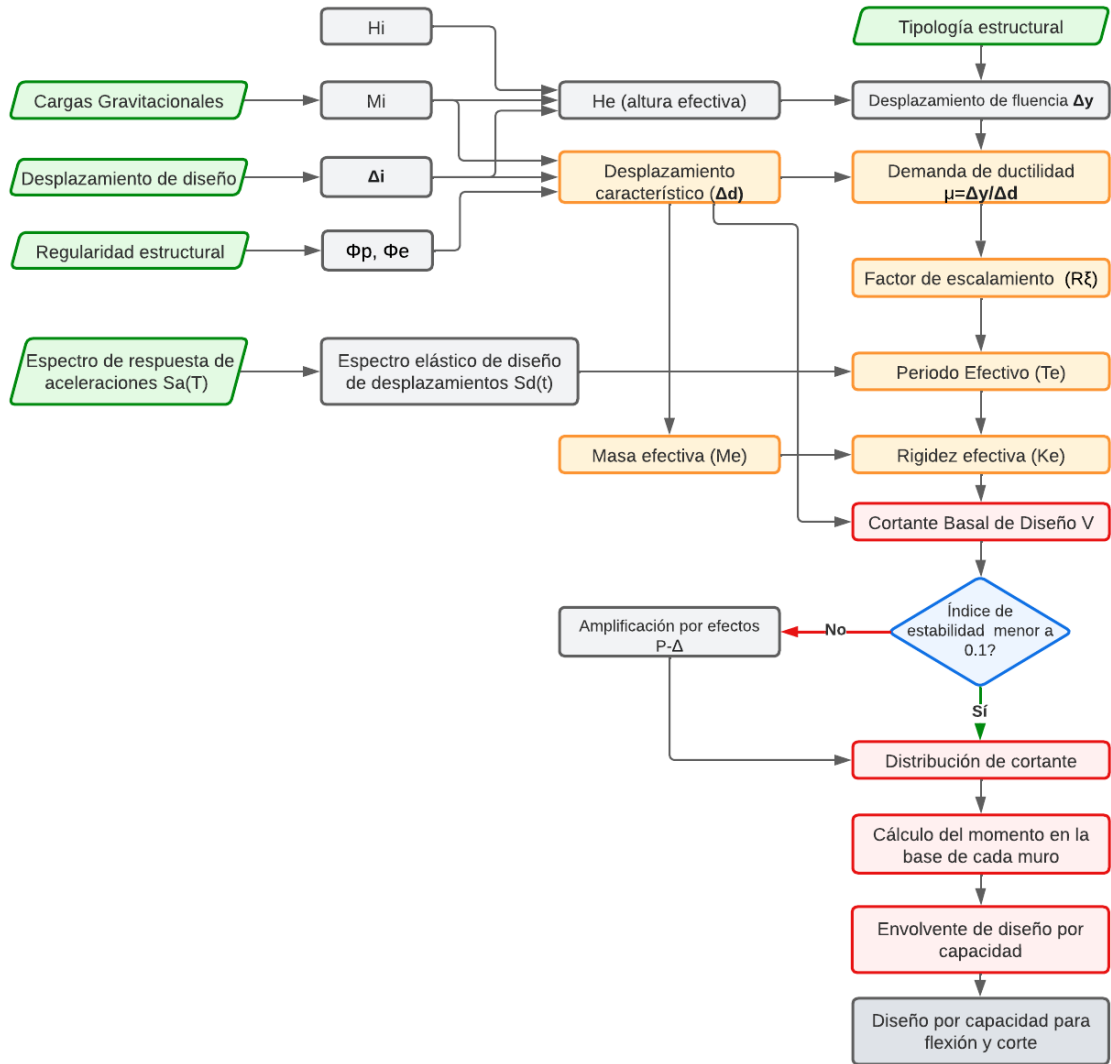


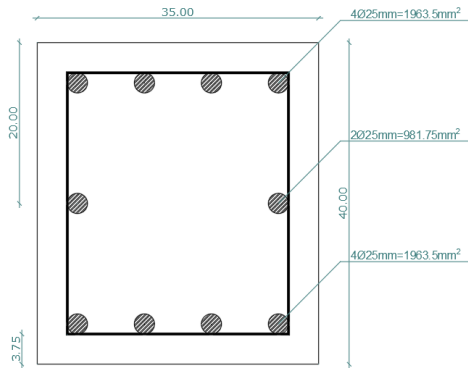
Figura 5.2. Secuencia de operación para el Diseño Basado en Desplazamientos

Fuente. Elaborado por Jorge Burgos

ANEXO III

Determinación del Diagrama Momento Curvatura

A continuación, se mostrará un ejemplo de cálculo de cómo obtener el diagrama momento-curvatura. Para ello se utilizará la teoría elástica y teoría de última resistencia, realizando un análisis gobernado por el estado límite de control de daño ($\epsilon_{cu} = 0.015$ y $\epsilon_{su} = 0.06$)



Datos	
f_y [MPa]	450
f'_c [Mpa]	28
r [mm]	25
E_s [Mpa]	200000
P [KN]	40

En primer lugar, se debe calcular la altura efectiva de la viga:

$$d = 400\text{mm} - 25\text{mm} - \frac{25\text{mm}}{2} = 362.5\text{ mm}$$

$$d' = 25\text{mm} + \frac{25\text{mm}}{2} = 37.5\text{ mm}$$

Posteriormente se calcula el módulo de elasticidad con la siguiente fórmula:

$$E_c = 5000\sqrt{280} = 26458\text{MPa}$$

Las áreas de cada capa de acero son las siguientes:

$$A_{sc} = A_s = 1963.5\text{ mm}^2$$

$$A_s' = 981.75\text{ mm}^2$$

Primer momento de fluencia

En primer lugar, se obtienen las áreas transformadas de acero:

$$n = \frac{E_s}{E_c'} = \frac{200000\text{MPa}}{26458\text{MPa}} = 7.56$$

$$\text{Área transformada} = n * A_s$$

Por lo tanto, se tienen las siguientes áreas transformadas:

$$Ast_1 = 7.56 * 1963.5mm^2 = 14844.06mm^2$$

$$Ast_2 = 7.56 * 981.75mm^2 = 7422.03mm^2$$

$$Ast_3 = 7.56 * 1963.5mm^2 = 14844.06mm^2$$

Asumiendo que Ast2 trabaja a tracción se tiene:

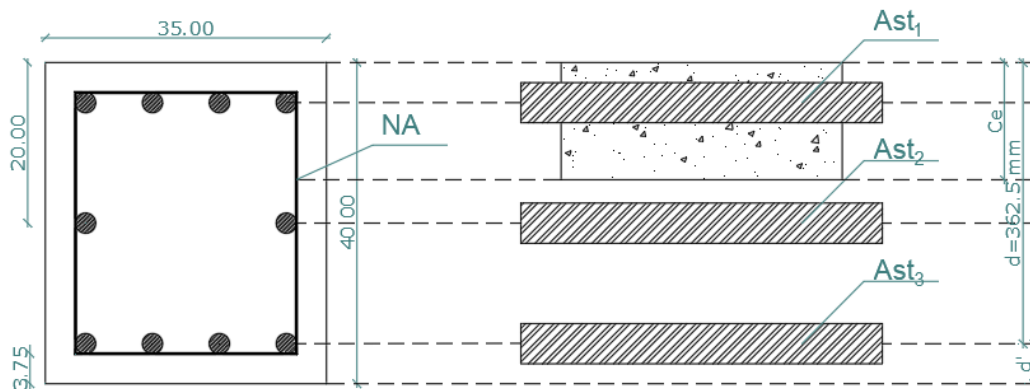


Figura 5.3. Áreas transformadas de acero

Fuente: Elaborado por Jorge Burgos

Para calcular la ubicación del eje neutro "Ce" se realiza una sumatoria de momentos alrededor de N.A.

$$A_c(C_e) + Ast_1(C_e - d') + Ast_2 \left(C_e - \frac{h}{2} \right) = As(d - C_e)$$

Reemplazando los valores, se tiene la siguiente ecuación cuadrática:

$$\frac{350C_e^2}{2} + 14844.06(C_e - 37.5) + 7422.03(C_e - 200) = 14844.06(362.5 - C_e)$$

$$175C_e^2 - 37110C_e - 7422006 = 0$$

Despejando se obtiene que la ubicación del eje neutro medido desde el extremo superior de la sección es:

$$C_e = 125.6 \text{ mm} \rightarrow \text{Por lo tanto trabaja a tracción ya que } C_e < \frac{h}{2}$$

Para el cálculo de la curvatura y Momento de primera fluencia se hará uso de los diagramas de desplazamiento y esfuerzos:

Curvatura de primera fluencia

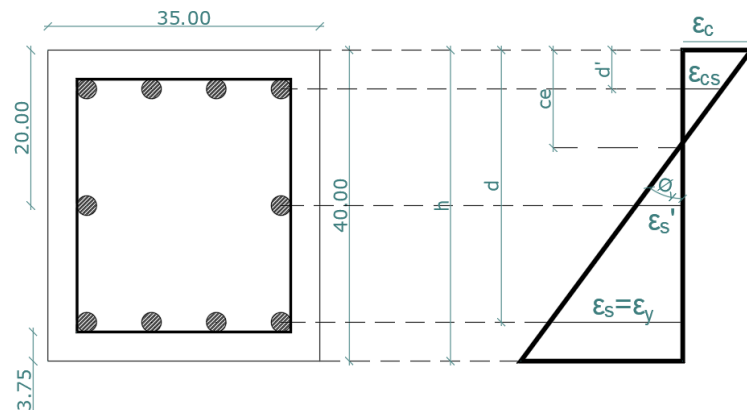


Figura 5.4. Diagrama de deformación de la sección transversal

Por relación de triángulos se tiene la siguiente expresión:

$$\phi_y = \frac{\epsilon_y}{d - ce}$$

En donde:

$$\epsilon_y = \frac{fy}{E_s} = \frac{450MPa}{200000MPa} = 0.0025$$

Reemplazando se tiene que la curvatura de primera fluencia es igual a:

$$\phi_y' = \frac{0.0025}{362.5mm - 125.6mm} * 1000 \frac{mm}{m} = 0.0095 \frac{1}{m}$$

Momento de primera fluencia

Como se está trabajando en el rango elástico, la distribución de esfuerzos del concreto es triangular.

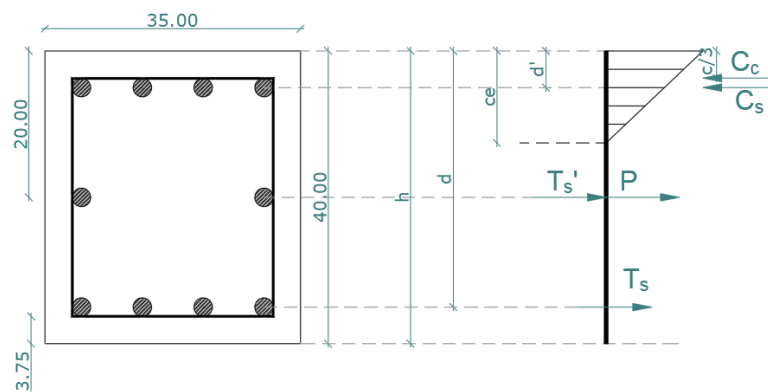


Figura 5.5. Diagrama de esfuerzos de la sección transversal

Del diagrama de deformaciones se obtienen las siguientes relaciones:

$$\frac{\varepsilon_y}{d - ce} = \frac{\varepsilon s'}{\frac{h}{2} - ce} = \frac{\varepsilon_{sc}}{ce - d'}$$

Despejando y reemplazando:

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_y}{d - ce} * \left(\frac{h}{2} - ce\right) = \frac{0.00225 * 74.4}{236.9} = 7.066 * 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{cs} = \frac{\varepsilon_y}{d - ce} * (ce - d') = \frac{0.00225 * 88.1}{236.9} = 8.367 * 10^{-4}$$

Para el cálculo del momento de primera fluencia se debe realizar una sumatoria de momentos alrededor de la posición de la resultante de la distribución de esfuerzos de compresión del concreto:

$$M_y = A_s * f_y \left(d - \frac{c}{3}\right) + A'_s * \varepsilon'_s * E_s * \left(\frac{h}{2} - \frac{c}{3}\right) + P \left(\frac{h}{2} - \frac{c}{3}\right) + A_{cs} * \varepsilon_{cs} * E_s \left(\frac{c}{3} - d'\right)$$

Reemplazando se tiene:

$$M_y = 313 \text{ KNm}$$

Límite de control de daño

Para el análisis en el límite de control de daño se asumirá que la deformación del acero de $\varepsilon_{su}=0.06$ produce el estado límite de daño.

El eje neutro se encontrará donde se produzca un equilibrio entre las fuerzas de compresión y las fuerzas de tensión:

$$C_s + C_c = A'_s + A_s + P$$

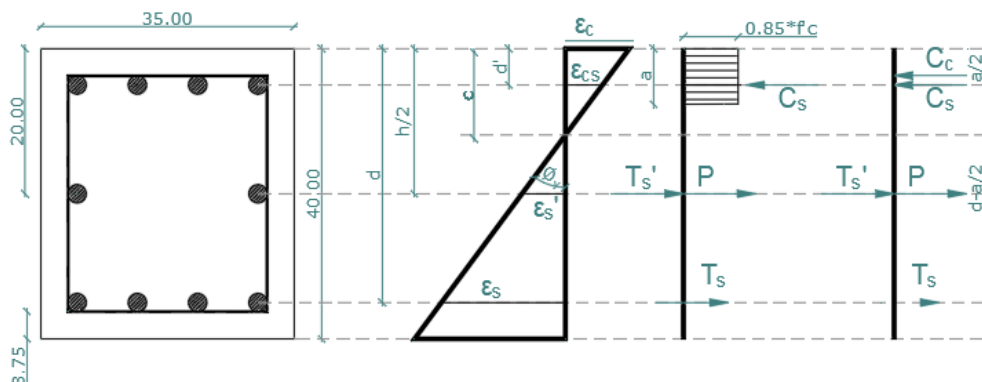


Figura 5.6. Diagramas de la sección para el estado de control de daño

En donde:

$$a = \beta_1 c$$

$$C_s = A_{sc} * E_s * \varepsilon_{sc}$$

$$C_c = 0.85 * f'_c * a * b$$

$$T = A_s * f_y$$

$$T' = A_s' * E_s * \varepsilon_s'$$

$$\varepsilon_{su}' = \frac{\varepsilon_{su}}{d - ce} * \left(\frac{h}{2} - ce \right)$$

$$\varepsilon_{su}' = \frac{\varepsilon_y}{d - ce} * (ce - d')$$

La ubicación del eje neutro “c” se hallará mediante un proceso iterativo, el cual consiste en iterar valores de “c” hasta que se obtenga el equilibrio entre las fuerzas de compresión y las fuerzas de tensión. Cabe mencionar que si $E_s * \varepsilon_s \gg f_y$, se debe calcular las fuerzas del acero de la siguiente manera, dado que se está trabajando con un modelo bilineal del acero:

$$C_s = A_{sc} * f_y$$

$$T' = A_s' * f_y$$

Este proceso iterativo fue realizado en Excel, por lo que en el presente informe se indica directamente el valor del eje neutro con el que se obtiene el equilibrio:

$$C = 68.044 \text{ mm}$$

CALCULO DEL EJE NEUTRO

Valor a iterar

C [mm]	68.0442767
---------------	------------

TERMINOS DE LA ECUACION

a [mm]	57.8376352
Cc [KN]	481.787501
Cs [KN]	883.575
T [KN]	883.575
T' [KN]	441.7875
P [KN]	40

Deformaciones del acero en el estado limite

esu'	0.02688806
esc	0.00622388
esu'*Es	5377.61217
esc*Es	1244.77567

Usar fy

Usar fy

Fuerzas de compresión

$$C_s + C_c$$

1365.36

=

Fuerzas de tensión

$$T' + T + P$$

1365.36

Posteriormente, se comprueba que el estado límite de control de daño está gobernado por el acero. Para ello se calcula la deformación del concreto en su fibra extrema, cuando el acero de refuerzo alcanza una deformación de $\varepsilon_{su}=0.06$.

$$\frac{\varepsilon_{su}}{d - ce} = \frac{\varepsilon_c}{c}$$

Despejando ε_c :

$$\varepsilon_c = \frac{\varepsilon_{su} * c}{d - ce} = \frac{0.06 * 68.04mm}{362.5mm - 68.04mm} = 0.01386$$

Dado que $\varepsilon_c = 0.01386 \ll 0.015$, entonces el estado límite de control de daño está gobernado por el acero.

Curvatura de servicio

Del diagrama de deformaciones se deduce la siguiente relación:

$$\phi_{DC} = \frac{\varepsilon_{su}}{d - ce}$$

Reemplazando los datos se tiene el siguiente valor para la curvatura de servicio:

$$\phi_{DC} = \frac{0.06}{3625mm - 68.04mm} * 1000 \frac{mm}{m} = \mathbf{0.2037 \frac{1}{m}}$$

Momento nominal

Para el cálculo del momento nominal se realiza una sumatoria de momentos alrededor de Cc:

$$M_n = A_s * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s * f_y * \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + P \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A_{cs} * f_y \left(d' - \frac{a}{2} \right)$$

Reemplazando los valores se tiene el siguiente valor de momento nominal:

$$M_n = 369.57 \text{ KNm}$$

Curvatura Equivalente

Finalmente, por relación de triángulos se obtiene la curvatura equivalente:

$$\phi_y = \frac{\phi'_y M_n}{M_y'}$$

$$\phi_y = \frac{\left(0.0095 \frac{1}{m} \right) * (369.57 \text{ KNm})}{313 \text{ KNm}} = 0.0112 \frac{1}{m}$$

Gráfico Momento-Curvatura

Los resultados obtenidos para la construcción del gráfico Momento-Curvatura son los siguientes:

PROCEDIMIENTO A MANO		
	ϕ [1/m]	M [KNm]
Primera Fluencia del Acero	0.0095	313
Fluencia equivalente	0.0112	369.57
Estado Límite: Control de daño	0.2037	369.57

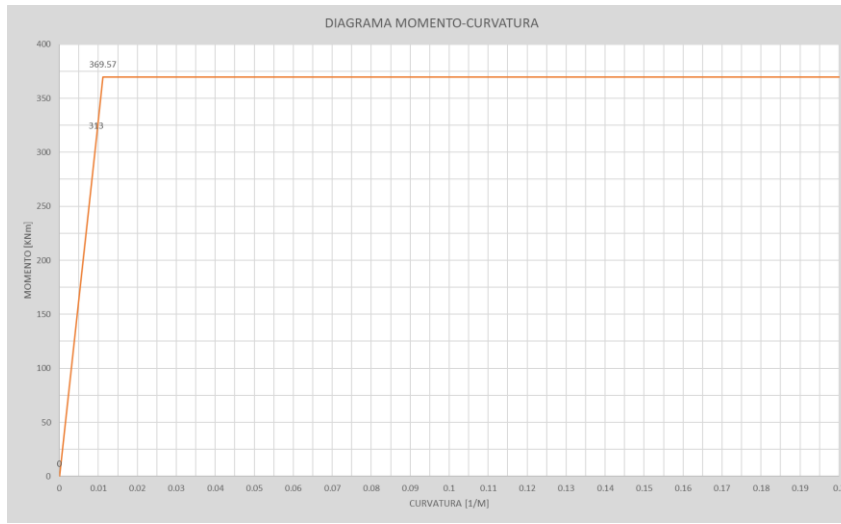


Figura 5.7. Diagrama Momento-curvatura obtenida mediante el proceso manual

ANEXO IV

Ejemplo del Modelo de la rótula plástica de Priestley

A continuación, se ejemplifica el procedimiento del modelo de la rótula plástica de Priestley.

Los datos se muestran a continuación:

$$f'c = 35 \text{ MPa}$$

$$fy = 400 \text{ MPa}$$

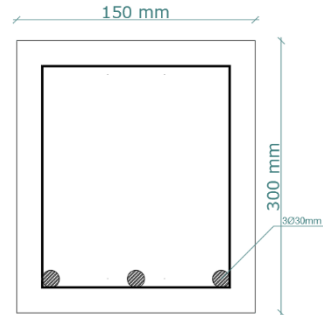
$$L = 2.5 \text{ m}$$

$$Ec = 30000 \text{ MPa}$$

$$Es = 20000 \text{ MPa}$$

$$fu = 600 \text{ MPa}$$

$$Fye = 400 \text{ MPa}$$



El estado límite se alcanza para $\epsilon_{su}=0.004$. De cálculos previos se tiene el siguiente diagrama de momento-curvatura:

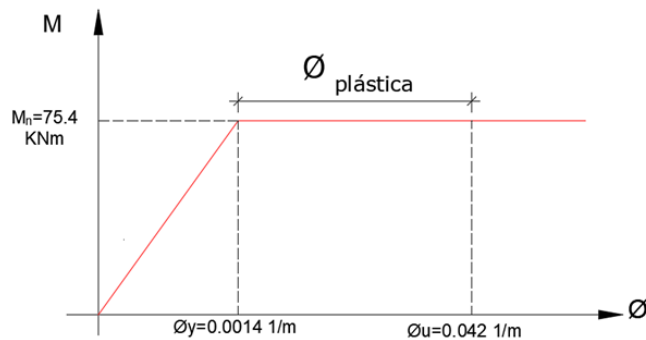


Figura 5.8. Diagrama momento curvatura de la sección

Longitud de deformación por penetración (L_{sp}):

En primer lugar, se calculará la longitud de deformación por penetración con la siguiente expresión:

$$L_{sp} = 0.002 * Fy_e * db$$

$$L_{sp} = 0.002 * 400 \text{ MPa} * (30 \text{ mm}) = 24 \text{ mm}$$

Longitud de rótula plástica [L_p]:

La longitud de rótula plástica será la mayor entre L_p y $2L_{sp}$:

$$L_p = K * L + L_{sp} \geq 2L_{sp}$$

En donde K se calcula de la siguiente forma:

$$K = 0.2 \left(\frac{F_u}{F_y} - 1 \right) \leq 0.08$$

$$K = 0.2 \left(\frac{600 \text{ MPa}}{400 \text{ MPa}} - 1 \right) = 0.1$$

Cómo K calculado es mayor a 0.08 se utilizará el valor de K=0.08. Reemplazando los valores para obtener L_p :

$$L_p = 0.08 * 2.5 \text{ m} + 0.024 \text{ m} = 0.224 \text{ m}$$

$$2L_{sp} = 0.048 \text{ m}$$

Como $L_p > 2L_{sp}$, entonces la longitud de la rótula plástica es de 0.224 m.

Longitud efectiva [L_{eff}]:

Para calcular la longitud efectiva se utilizará la siguiente expresión:

$$L_{eff} = L + L_{sp}$$

$$L_{eff} = 2.5 \text{ m} + 0.024 \text{ m} = 2.524 \text{ m}$$

Cálculo de desplazamientos

Para el desplazamiento de fluencia equivalente se tiene la siguiente expresión:

$$\Delta_e = \phi_y * \frac{L_{eff}^2}{3}$$

$$\Delta_e = 0.014 \frac{1}{m} * \frac{(2.524 \text{ m})^2}{3} = 0.0297 \text{ m}$$

De la gráfica momento-curvatura se definió lo siguiente:

$$\phi_y = 0.014 \frac{1}{m} \quad \phi_u = 0.042 \frac{1}{m}$$

$$\phi_p = 0.042 \frac{1}{m} - 0.014 \frac{1}{m} = 0.028 \frac{1}{m}$$

Por lo tanto, el desplazamiento plástico es:

$$\Delta_p = \phi_p * L_p * L$$

$$\Delta_p = 0.028 \frac{1}{m} * 0.224 \text{ m} * 2.5 \text{ m} = 0.01568 \text{ m}$$

Finalmente, el desplazamiento de control de daño se obtiene sumando el desplazamiento elástico y el plástico:

$$\Delta_{CD} = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 0.0297 \text{ m} + 0.01568 \text{ m} = 0.04538 \text{ m}$$

ANEXO V

Predimensionamiento de elementos estructurales

A continuación, se presenta el predimensionamiento de los elementos estructurales de la geometría 1:

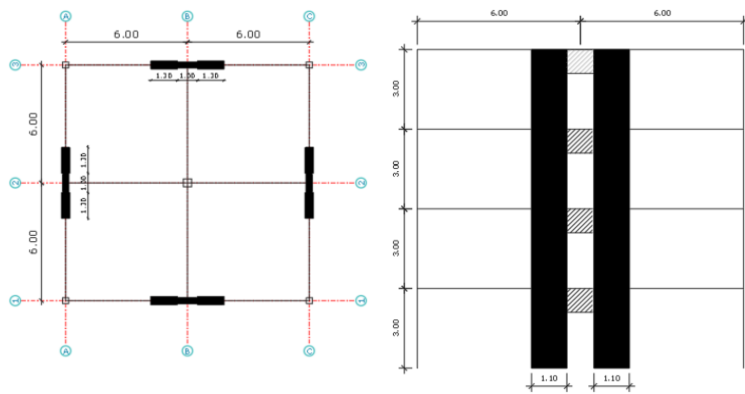
MUROS ACOPLADOS - MÉTODO BASADO EN FUERZAS GEOMETRÍA I

Jorge Burgos

Datos
Resultados
Datos anclados

PREDISEÑO

Longitud del vano	6	m
Altura entre pisos	3	m
Número de pisos	4	-
Altura total H	12	m
Carga viva	0.25	T/m ²
Carga muerta	0.75	T/m ²



1.1 PREDISEÑO DE VIGAS

Altura mínima (ACI 9.3.1.1)

Condición de apoyo	Ln[m]	h [m]
Simplemente apoyada	4.2	0.26
Con un extremo continuo	6	0.32

Altura de viga adoptada **35.00** cm

Ancho mínimo ACI 318-19 18.6.2.1

Máximo	0.3h = 10.5
entre:	250 mm = 25

Ancho de viga adoptada **25.00** cm

Peso propio de la vigas

Peso unitario hormigón	2.4	t/m ³
Peso de viga	0.21	t/m

Condición de apoyo	Altura mínima, h ⁽¹⁾
Simplemente apoyada	l/16
Con un extremo continuo	l/18.5
Ambos extremos continuos	l/21
En voladizo	l/8

⁽¹⁾ Los valores son aplicables al concreto de peso normal y $f_c = 420$ MPa.

1.2 PREDISEÑO DE COLUMNAS

Columnas interior

Longitud de viga	12	m
Área cooperante	36	m ²

KLl columnas interiores y columnas exteriores sin losa en volado	4
--	---

NEC 3.2.2 Reducción de cargas vivas

$$\text{Si } K_{LL}A_T \geq 35 \text{ m}^2 : L = L_o \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL}A_T}} \right)$$

Z

	CM [T]	CM Vigas [T]	Carga Col. Sup. [T]	q cm acumulada [T]	Carga Viva [T]	CV acum. [T]	KLL*At [m ²]	Factor de reducción	q CV Reducida [T]	1.2CM+1.6 CV [T]	Tamaño de diseño	0,52 Po [T]
4	27.00	2.52	-	29.52	9.00	9.00	144	1.00	9.00	49.82	40 X 40	232.96
3	27.00	2.52	1.15	60.19	9.00	18.00		0.63	11.36	90.40	40 X 40	232.96
2	27.00	2.52	1.15	90.86	9.00	27.00		0.63	17.03	136.29	40 X 40	232.96
1	27.00	2.52	1.15	121.54	9.00	36.00		0.63	22.71	182.18	40 X 40	232.96
PB			1.15	122.69		36.00		0.63	22.71	183.56		

Columnas esquinera

Longitud de viga	7.4	m
Área cooperante	3.0625	m ²

NEC 3.2.2 Reducción de cargas vivas

Si $K_{LL}A_T \geq 35 \text{ m}^2$: $L=L_o \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL}A_T}} \right)$

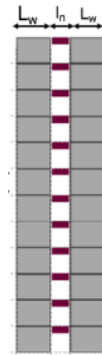
KLL columnas interiores y columnas exteriores sin losa en volado	4
--	---

	CM [T]	CM Vigas [T]	Carga Col. Sup. [T]	q cm acumulada [T]	Carga Viva [T]	CV acum. [T]	KLL*At [m ²]	Factor de reducción	q CV Reducida [T]	1.2CM+1.6 CV [T]	Tamaño de diseño	0,52 Po [T]
4	2.30	1.55	-	3.85	0.77	0.77	12.25	1.00	0.77	5.85	30 X 30	133.56
3	2.30	1.55	0.65	8.35	0.77	1.53		1.00	1.53	12.47	30 X 30	133.56
2	2.30	1.55	0.65	12.85	0.77	2.30		1.00	2.30	19.09	30 X 30	133.56
1	2.30	1.55	0.65	17.35	0.77	3.06		1.00	3.06	25.72	30 X 30	133.56
PB			0.65	18.00		3.06		1.00	3.06	26.49		

1.3 PREDISEÑO DE MUROS

Espesor mínimo del muro

Altura no soportada	3	m
Longitud	1.3	m
Espesor mínimo del muro	0.1	m
Espesor adoptado	0.4	m
Se adopta este espesor para asegurar un buen anclaje de las vigas de acople.		
Espesor del alma (bw)	0.4	m
longitud horizontal (lw)	1.3	m
Altura libre (hw)	12	m
lw/bw	3.25	-
hw/lw	9.23	-



Tipo de muro	Espesor mínimo del muro, h		
De carga ⁽¹⁾	El mayor de:	100 mm	(a)
		1/25 de la menor entre la longitud y la altura no soportada	(b)
		100 mm	(c)
No portante	El mayor de:	1/30 de la menor entre la longitud y la altura no soportada	(d)
Exteriores de sótanos y cimentaciones ⁽¹⁾		190 mm	(e)

Altura libre del segmento vertical de muro / longitud del segmento vertical de muro, (hw/lw)	Longitud del segmento vertical de muro / espesor del muro (lc/bw)		
	lc/bw ≤ 2.5	2.5 < lc/bw ≤ 6	lc/bw > 6
hw/lw < 2	Muro	Muro	Muro
hw/lw ≥ 2	El machón de muro debe cumplir los requisitos de diseño de columnas, véase 18.10.8.1	El machón de muro debe cumplir los requisitos de columna o requisitos alternos, véase 18.10.8.1	Muro

⁽¹⁾ hw es la altura libre, lc es la longitud horizontal, y bw es el espesor del alma del segmento de muro.

Requisito ACI 18.10.1 Requisitos que dominan en el diseño de segmentos verticales del muro

Diseñar de acuerdo con 18.10.8.1

1.4 PREDISEÑO DE VIGA DE ACOPLÉ

Luz libre medida entre caras de los apoyos (ln)	1	m
Peralte de la viga (h)	0.9	m
ancho de la viga (b)	0.35	m
ln/h	1.1	-

Requisito Viga de acople ACI 18.10.7.2

Trabaja como viga de acople

18.10.7.2 Las vigas de acople con $(l_n/h) < 2$ y con $V_u \geq 0.33\sqrt{f'_c}A_{cv}$ deben reforzarse con dos grupos de barras dispuestas diagonalmente que se intersectan, colocadas en forma simétrica respecto al centro de la luz, a menos que se pueda demostrar que la pérdida de rigidez y resistencia de las vigas de acople no debilita la capacidad de la estructura para soportar carga vertical, o la evacuación de la estructura, o la integridad de los componentes no estructurales y sus conexiones con la estructura.

ANEXO VI

Desarrollo del Diseño Basado En Fuerzas (FBD)

En el presente anexo se presenta el desarrollo del Diseño Basado en Fuerzas para la Geometría 1:

MÉTODO BASADO EN FUERZAS GEOMETRÍA 1

Datos	
Resultados	
Datos anclados	

1. PERIODO FUNDAMENTAL

Periodo de la estructura			
Coefficiente	Valor	Unidad	NEC
Área de la edificación en su base [A _B]	144.00	m ²	NEC-SE-DS 6.6.3
Número de muros de la edificación diseñados para resistir las fuerzas sísmicas en la dirección de estudio [n _w]	4.00	-	NEC-SE-DS 6.6.3
Altura del muro medida desde la base, en metros. [h _{wi}]	12.00	m	NEC-SE-DS 6.6.3
A _{wi}	0.52	m ²	NEC-SE-DS 6.6.3
Longitud medida horizontalmente (l _{wi})	1.30	m	NEC-SE-DS 6.6.3
C _w	0.02	-	NEC-SE-DS 6.6.3
C _t [-]	0.04	-	NEC-SE-DS 6.6.3
α [-]	1.00	-	NEC-SE-DS 6.6.4
H _n [m]	12.00	[m]	NEC-SE-DS 6.6.3
Ta Método 1	0.52	[s]	NEC-SE-DS 6.6.4 (a)
Ta Método 2 (ETABS)	0.28	[s]	-
Comprobación	OK		NEC-SE-DS 6.6.3 (b)

Alternativamente, para estructuras con muros estructurales de hormigón armado o mampostería estructural (con α=1):

$$C_t = \frac{0.09 A_B}{h_w} ; C_{d0} = \frac{100 n_w h_w}{A_B} \left[\frac{A_B}{1 + 0.01 h_w^2} \right]$$

Donde:

- A_B: Área de la edificación en su base, en metros cuadrados.
- n_w: Número de muros de la edificación diseñados para resistir las fuerzas sísmicas en la dirección de estudio.
- h_w: Altura del muro i medida desde la base, en metros.
- A_{wi}: Área mínima de cortante de la sección de un muro estructural i, medida en un plano horizontal, en el primer nivel de la estructura y en la dirección de estudio, en metros cuadrados.
- l_{wi}: Longitud medida horizontalmente, en metros, de un muro estructural i en el primer nivel de la estructura y en la dirección de estudio.

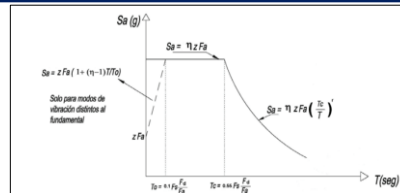
Sin embargo, el valor de T_a calculado según el método 2 no debe ser mayor en un 30% al valor de T_a calculado con el Método 1.

c. Interacciones

Una vez dimensionada la estructura, los periodos fundamentales deben recalcularse por el método 2 o por medio de un análisis modal. El cortante basal debe ser re-evaluado junto con las secciones de la estructura. Este proceso debe repetirse hasta que en iteraciones consecutivas, la variación de periodos sea menor o igual a 10%.

2. ESPECTRO DE DISEÑO Y CORTANTE BASAL

Coefficientes Sísmicos			
Coefficiente	Valor	Unidad	NEC
Factor de importancia [I]	1.00	-	NEC-SE-DS 4.1 Tabla 6
Irregularidad en elevación [Φ _e]	1.00	-	NEC-SE-DS 5.2.1 (b) Tabla 11
Irregularidad en planta [Φ _p]	1.00	-	NEC-SE-DS 5.2.3 Tabla 13
Tipo de suelo	B	-	NEC-SE-DS 3.2.1 Tabla 2
Factor de zonas sísmica [Z]	0.40	[m/s ²]	NEC-SE-DS 3.1.1 Figura 1
F _a	1.00	-	NEC-SE-DS 3.2.2 Tabla 3
F _d	1.00	-	NEC-SE-DS 3.2.2 Tabla 4
F _s	0.75	-	NEC-SE-DS 3.2.2 Tabla 5
η	2.48	-	NEC-SE-DS 3.3.1
r	1.00	-	NEC-SE-DS 3.3.2
Factor de reducción sísmica [R]	5.00	-	NEC-SE-DS 6.3.4 Tabla 15
Coefficiente relacionado con T [k]	1.00	-	NEC-SE-DS 6.3.5



$$V = \frac{S_d(T_d)}{R \eta \gamma \Phi_e} W$$

Donde:

- S_d(T_d): Espectro de diseño en aceleración; véase en la sección [3.3.2]
- Φ_e y Φ_p: Coeficientes de configuración en planta y elevación; véase en la sección [5.3]
- I: Coeficiente de importancia; se determina en la sección [4.1]
- R: Factor de reducción de resistencia sísmica; véase en la sección [6.3.4]
- V: Cortante basal total de diseño
- W: Carga sísmica reactiva; véase en la sección [6.1.7]
- T_d: Periodo de vibración; véase en la sección [6.3.3]

Aceleración Espectral			
Coefficiente	Valor	Unidad	NEC
To	0.08	s	NEC-SE-DS 3.3.1
Tc	0.41	s	NEC-SE-DS 3.3.1
Sa	0.99	g	NEC-SE-DS 3.3.1
%V	19.84%	%	NEC-SE-DS 3.3.1

3. CARGA SÍSMICA REACTIVA

qCM Cálculo Manual		
Elemento	Valor	Unidad
Sobre Carga	108	T
qCM col Internas	1.15	T
Peso columnas externas	2.59	T
Peso vigas	12.10	T
Peso muro	29.95	T
Peso vigas de acople	3.02	T
Peso por piso	156.82	T
W _{manual}	627.264	T

NEC-SE-DS 6.1.7

6.1.7. Carga sísmica reactiva W

La carga sísmica W representa la carga reactiva por sismo. Independientemente del método de análisis descrito en la sección 6.2 se usará la siguiente carga sísmica reactiva W.

Caso general

$$W = D$$

Donde:

- D: Carga muerta total de la estructura

W Etabs			
Output Case	Case Type	FZ [T]	
MUERTA	Combination	625.584	

Comprobación Carga Sísmica Reactiva	
OK	

ANEXO VII

Desarrollo del Diseño Directo Basado en Desplazamientos

En el presente anexo se presenta el desarrollo del Diseño Basado en Fuerzas para la Geometría 1:

DIRECT DESIGN BASE DESIGN (DDBD) GEOMETRÍA 1: 4 PISOS

Jorge Burgos

Datos
Resultados
Datos anclados

1.1 INGRESO DE DATOS Y PROPIEDADES

Propiedades de los materiales

Resistencia a compresión del hormigón (f'_c)	280	kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero (f_y)	4200	kg/cm ²
Modulo de elasticidad del acero (E_s)	2100000	kg/cm ²
f_u/f_y	1.2	-
f_{ye}/f_y	1.1	-
Deformación unitaria del acero (ϵ_s)	0.002	-

Datos de la estructura

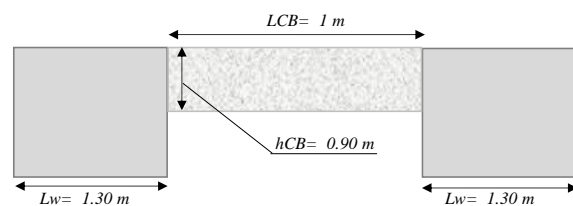
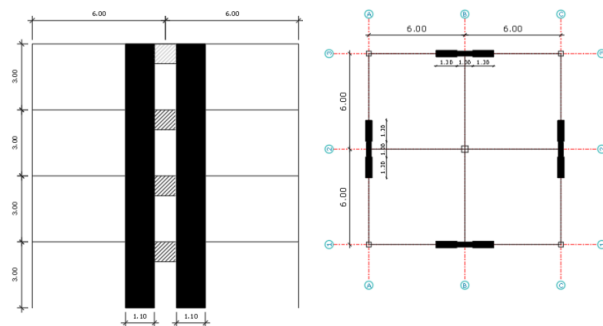
Número de pisos	4	-
Altura entre pisos	3	m
Altura total (H_n)	12	m
Número de muros en la dirección de análisis	4	-
Peso por piso (incluido carga viva)	156.82	T
Peso por piso (incluido carga viva)	1.54	MN
Deriva límite	0.02	-

Geometría de los muros

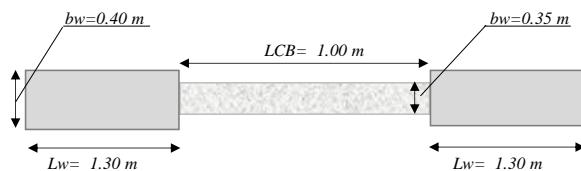
Longitud horizontal (l_w)	1.3	m
Espesor del alma (b_w)	0.4	m

Geometría de las vigas de acople

Luz libre medida entre caras de los apoyos (L_{CB})	1	m
Peralte de la viga (h_{CB})	0.9	m
Ancho de la viga (b_{CB})	0.35	m



Vista en Elevación



Vista en planta

1.2 PROPORCIÓN DEL MOMENTO DE VOLCAMIENTO (OTM) QUE SOPORTAN LAS VIGAS DE ACOPLE (β_{CB})

β_{CB}	0.25
--------------	------

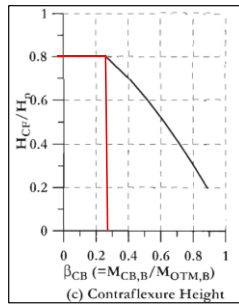
Sección 6.8.2. (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007)

Evitar valores que induzcan una fuerza de tensión resultante en los muros.

Cálculos iniciales indican que para evitar una tensión neta en los muros, la acción de acoplamiento debe tener como máximo un 60% del OTM.

1.3 ALTURA DE CONTRAFLEXURA DEL MURO

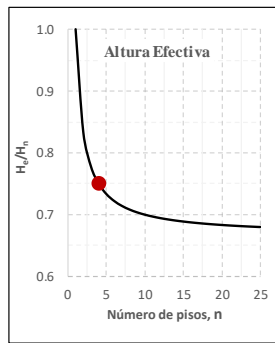
H_{CF}/H_n - Fig 6.32 C (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007)
 Altura de contraflexura del muro (H_{CF}) m



Parámetros de diseño para muros acoplados regulares
Fig 6.32 C (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007)

1.4 ALTURA EFECTIVA

H_e/H_n - Fig 6.32 A (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007)
 Altura efectiva (H_e) m



Parámetros de diseño para muros acoplados regulares
Fig 6.32 A (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007)

Ec 6.57 (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007)

$$H_e/H_n = \left(\frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i)}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i} \right) / H_n = \left(\frac{\sum_{i=1}^n i^2 / \sum_{i=1}^n i}{n} \right)$$

Revisar Libro Anexos **Tabla 1.**

1.5 DESPLAZAMIENTO DE FLUENCIA DEL MURO

CURVATURA DE FLUENCIA

Sección Transversal
 Coeficiente de curvatura de fluencia - Ec 4.57 (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007)
 Curvatura de fluencia ($\Phi_{y,w}$) 1/m Ec 4.57 (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007)

$$\Phi_{y,w} = C_\phi * \frac{\epsilon_y}{D}$$

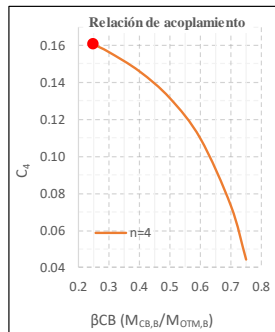
- Circular column: $\phi_y = 2.25\epsilon_y / D$
- Rectangular column: $\phi_y = 2.10\epsilon_y / h_c$
- Rectangular concrete walls: $\phi_y = 2.00\epsilon_y / l_w$
- T-Section Beams: $\phi_y = 1.70\epsilon_y / h_b$
- Flanged concrete walls: $\phi_y = 1.50\epsilon_y / l_w$
- Rectangular masonry walls: $\phi_y = 2.10\epsilon_y / l_w$

Ec 4.57 (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007)

CURVATURA DE FLUENCIA

Desplazamiento adimensional (C_4) - Fig 6.32 B (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007)
 Desplazamiento de fluencia (Δ_y) m Ec 6.617 (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007)

$$\Delta_y = C_4 \Phi_{y,w} H_n^2$$



Parámetros de diseño para muros acoplados regulares
Fig 6.32 B (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007)

Ec 6.61 (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007)

$$\Delta_y = \Delta_{y1} - \Delta_{y2} = \left(\frac{0.175}{1 - \beta_{CB}} - \left(\frac{\beta_{CB}}{1 - \beta_{CB}} \right) \left(\frac{0.1225 + 0.188n}{n} \right) \right) \Phi_{y,w} H_n^2 = C_4 \cdot \Phi_{y,w} H_n^2$$

Revisar Libro Anexos **Tabla 2.**

1.6 DERIVA DE FLUENCIA DE VIGA DE ACOPLA A LA ALTURA DE CONTRAFLEXURA

Sección Transversal	Viga sección T	
Diámetro de varilla (Bd_{CB})	12	mm
Longitud de penetración (Lsp_{CB})	119.7	mm
Coefficiente de curvatura de fluencia (Viga)	1.7	-
Curvatura de fluencia ($\Phi_{y,CB}$)	0.0042	1/m
Fv	0	-
Deriva de fluencia de viga de acople ($\theta_{CB,y}$)	0.0019	-

Ec 4.30 (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007)
Ec 4.57 (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007)
Ec 4.57 (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007)
 Coeficiente de flexibilidad. "0" para refuerzo diagonal
Ec 6.64 (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007)

$L_{sp} = 0.022 f_y d_{st} (f_{re} \text{ in MPa});$
 $\theta_{CB,y} = 0.5 \phi_{y,CB} (0.5 L_{CB} + L_{sp}) (1 + F_v)$

1.7 SISTEMA DE DISEÑO DE DESPLAZAMIENTO

a) LÍMITE DE DEFORMACIÓN DEL MATERIAL EN LA BASE DEL MURO

Estado límite	Control de daño	
Diámetro de varilla (Bd_w)	22	mm
Curvatura del estado límite (Φ_{dc})	0.055	1/m
Longitud de penetración (Lsp_w)	219.4	mm
Longitud de rótula plástica (Lp_w)	0.73	m
Desplazamiento en el estado límite (Δ_{De})	0.438	m
Deriva en el estado límite (θ_{De})	0.046	-

Ec 6.10 (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007)
Ec 4.30 (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007)
Ec 6.7 (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007)
Ec 6.65a (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007)

damage-control curvature: $\phi_{dc} \cdot l_w = 0.072$
 $L_p = k \cdot H_e + 0.1 l_w + L_{sp}$
 $k = 0.2 (f_y / f_c - 1) \leq 0.08$

Al desplazamiento se le divide para la altura efectiva H_e , y se obtiene la deriva

b) LÍMITE DE DERIVA DEL MURO EN ALTURA DE CONTRAFLEXURA

Desplazamiento de diseño en H_{CF} (Δ_{DB})	0.114	m
Deriva en H_{CF} (θ_{DB})	0.012	-

Ec 6.65b (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007)

Al desplazamiento se le divide para la altura efectiva H_e , y se obtiene la deriva

$\Delta_{DB} = \Delta_y + (\theta_c - 0.5 \phi_{y,w} H_{CF}) H_e$

c) DERIVA LÍMITE DE LA VIGA DE ACOPLA (REFUERZO DIAGONAL) DEBIDO A LA DEFORMACIÓN DEL MATERIAL

Deformación unitaria del acero (ϵ_m)	0.100	-
Deriva límite de viga de acople ($\theta_{CB,dm}$)	0.055	rad
Deriva del muro correspondiente ($\theta_{w,CB}$)	0.0239	-
Desplazamiento del muro correspondiente ($\Delta_{w,CB}$)	0.227	m

Ec 6.65d (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007)
Ec 6.65c (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007)

A la deriva se le multiplica por la altura efectiva H_e , y se obtiene el desplazamiento

$\theta_{CB,dm} = \frac{0.6 \epsilon_m (0.5 L_{CB} + L_{sp})}{0.75 l_w}$
 $\theta_{w,CB} = \frac{\theta_{CB,dm}}{1 + l_w / L_{CB}}$

1.8 DERIVA EN LA ALTURA DE CONTRAFLEXURA EN EL DESPLAZAMIENTO DEL SISTEMA DE DISEÑO

Alternativa que gobierna	LÍMITE DE DERIVA DEL MURO EN ALTURA DE CONTRAFLEXURA	
Desplazamiento objetivo (Δ_d)	0.114	m
Deriva de la viga de acople en H_{CF} (θ_{CB})	0.046	-

Ec 6.62 (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007)

$\theta_{CB} = \theta_w (1 + l_w / L_{CB})$

1.9 DEMANDA DE DUCTILIDAD DE DESPLAZAMIENTO

Ductilidad de desplazamiento / Muro (μ_w)	1.46	-
Ductilidad de desplazamiento / Viga (μ_{CB})	23.82	-
Demanda de ductilidad de la viga de acople (μ)	15.96	-

Ec 1.15 (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007)
Ec 1.15 (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007)
 (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007, p381)

$\mu_w = \frac{\Delta_{DB}}{\Delta_y}$ $\mu_{CB} = \frac{\theta_{CB}}{\theta_{CB,y}}$
 $\mu = 0.67 \mu_{CB}$

1.10 AMORTIGUAMIENTO VISCOSO EQUIVALENTE DEL SISTEMA

Amortiguamiento equivalente / Muro ($\xi_{eq,w}$)	0.094	-
Amortiguamiento equivalente / Viga ($\xi_{eq,CB}$)	0.219	-
Amortiguamiento viscoso equivalente del sistema (ξ_{sys})	0.125	-

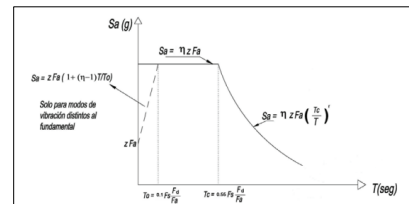
Ec 3.17a (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007)
Ec 3.17b (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007)
Ec 6.66a (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007)

Concrete Wall Building, Bridges (TT): $\xi_w = 0.05 + 0.44 \left(\frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right)$
 Concrete Frame Building (TF): $\xi_w = 0.05 + 0.565 \left(\frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right)$
 $\xi_{sys} = (1 - \beta_{CB}) \xi_w + \beta_{CB} \xi_{CB}$

1.11 DDBD PARA DETERMINAR EL CORTANTE BASAL

ESPECTRO DE DESPLAZAMIENTO (PERFIL DE SUELO TIPO B)

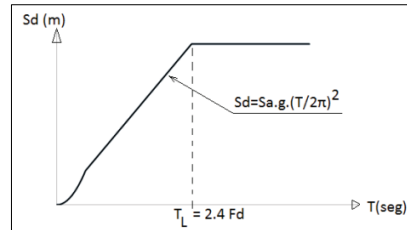
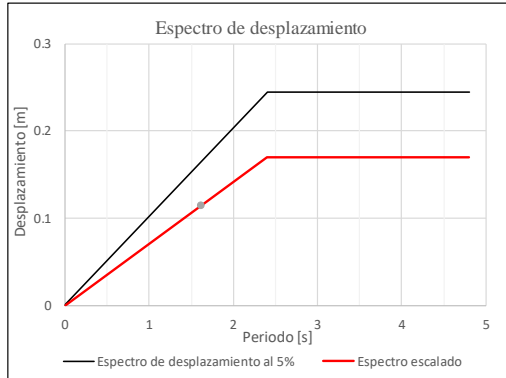
Facto de zonas sísmica [Z]	0.40	[m/s ²]	NEC-SE-DS 3.1.1 Figura 1.
F_a	1.00	-	NEC-SE-DS 3.2.2 Tabla 3.
F_d	1.00	-	NEC-SE-DS 3.2.2 Tabla 4.
F_s	0.75	-	NEC-SE-DS 3.2.2 Tabla 5.
η	2.48	-	NEC-SE-DS 3.3.1
r	1.00	-	NEC-SE-DS 3.3.2



Periodo de la esquina/ Espectro de desplazamiento (T_L)	<input type="text" value="2.4"/>	s	NEC-SE-DS 3.3.2	Espectro de aceleración (NEC-SE-DS 3.3.1) $T_L = 2.4 \cdot F_d$ $T_C = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$ $S_a = \eta Z F_a$ para $0 \leq T \leq T_C$ $S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T}{T_C}\right)^r$ para $T > T_C$ $S_d = S_a(g) \cdot (T_L/2\pi)^2$
Periodo de la esquina/ Espectro de aceleración (T_C)	<input type="text" value="0.41"/>	s	NEC-SE-DS 3.3.1	
Aceleración del sistema (S_a)	<input type="text" value="0.17"/>	g	NEC-SE-DS 3.3.1	
Desplazamiento de la esquina (S_d o Δ_c)	<input type="text" value="0.24"/>	m	NEC-SE-DS 3.3.2	

ESCALAMIENTO EFECTIVO

Factor de escalamiento R_ξ	<input type="text" value="0.69"/>	-	Ec 2.8 (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007)	$R_\xi = \left(\frac{0.07}{0.02 + \xi}\right)^\alpha \quad \alpha = 0.5$ $\Delta_{c,\xi} = R_\xi \Delta_{c,0.05}$ $T_e = T_L \cdot \frac{\Delta_c}{\Delta_{c,\xi}} \cdot \left(\frac{0.02 + \xi}{0.07}\right)^\alpha$
Desplazamiento para el periodo de la esquina (Δ_c, ξ) para ξ_{sys} :	<input type="text" value="0.17"/>	m	Ec 1.1 Code (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007)	
Periodo efectivo (T_e)	<input type="text" value="1.61"/>	s	Ec 3.22 (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007)	



CASOS ESPECIAL: EL DESPLAZAMIENTO DE CAPACIDAD EXCEDE EL ESPECTRO DE DEMANDA

No requiere corrección de desplazamiento por capacidad

Caso A	El desplazamiento de fluencia excede al desplazamiento al 5% de amortiguamiento en el periodo de la esquina.
Caso B	El desplazamiento de fluencia es menor al desplazamiento al 5% de amortiguamiento en el periodo de la esquina.

Caso especial correspondiente

MASA Y RIGIDEZ EFECTIVA

Peso por piso (incluido carga viva) MN

Piso	Altura	Δ_e	Δ_p	Δt	θ	$m_i \cdot \Delta_i$	$m_i \cdot \Delta_i^2$	$m_i \cdot \Delta_i \cdot H_i$
4	12	0.143	0.045	0.188	2.0	0.289	0.054	3.471
3	9	0.094	0.034	0.128	1.9	0.197	0.025	1.773
2	6	0.048	0.023	0.071	1.5	0.109	0.008	0.653
1	3	0.014	0.011	0.025	0.8	0.038	0.001	0.115
SUMATORIA						0.633	0.088	6.011
He								9.49148

Desplazamiento elástico (Δ_e)

Ec 7.7 a y 7.7b (Priestley, Calvi & Kowalsky,

$$\text{for } H_i \leq H_{cr}: \Delta_e = \phi_{sw} \left(\frac{H_i^2}{2} - \frac{H_i^3}{6H_{cr}} \right)$$

$$\text{for } H_i > H_{cr}: \Delta_e = \phi_{sw} \left(\frac{H_{cr} H_i}{2} - \frac{H_{cr}^2}{6} \right)$$

Desplazamiento plástico (Δ_t)

Ec 6.65a y 6.65b (Priestley, Calvi & Kowalsky,

$$\Delta_{De} = \Delta_y + (\phi_o - \phi_y) L_p H_e$$

$$\Delta_{D\theta} = \Delta_y + (\theta_c - 0.5\phi_{sw}) H_{cr} H_e$$

Masa efectiva (m_e) MN/g Ec 3.33 (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007)

Rigidez efectiva (K_{eff}) MN/m Ec 3.1 (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007)

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

$$K_e = 4\pi^2 m_e / T_e^2$$

CORTANTE Y MOMENTO EN LA BASE

Cortante basal (V_{base})	<input type="text" value="0.98"/>	MN	→	<input type="text" value="99.86"/>	T
Momento de volcamiento (M_{OTM})	<input type="text" value="9.30"/>	MNm	→	<input type="text" value="947.78"/>	Tm
Proporción del M_{OTM} que soportan los muros	<input type="text" value="0.75"/>				

Ec 3.2 (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007)

$$F = V_{base} = K_e \Delta_d$$

$$M_{OTM} = V_{base} \cdot H_{eff}$$

EFFECTOS P-Δ

Índice de estabilidad (θ_D) - Ec 3.45 (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007)

3.6.3 (b) (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007)

Coefficiente C - 3.6.3 (b) (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007)

Cortante basal amplificado por efectos P-Δ (V_{base})

MN

→

T

Momento en la base amplificado por efectos P-Δ (M_{base})

MNm

→

Tm

$$\theta_D = \frac{P \Delta_{max}}{M_D} \quad \theta_D \leq 0.1$$

"C"=0.5, para estructuras de concreto

$$F = K_e \Delta_d + C \cdot \frac{P \Delta_d}{H}$$

$$M_{Base} = V_{Base} \cdot H_{eff}$$

1.12 CORTANTE DE LAS VIGAS DE ACOPLÉ

β_{CB}	0.25	-		
# vigas de acople por piso en una dirección	2	-		
Fuerza cortante para cada viga ($V_{CB,i}$)	12.877	T	Ec 3.33 (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007)	$V_{CB,i} = \frac{\beta_{CB} M_{DTM}}{nL}$

1.13 DISTRIBUCIÓN DEL MOMENTO EN LOS MUROS

Fuerza gravitacional en el muro (P_G)	52.39	T	Dato obtenido del modelo en ETABS	
Fuerza axial debido al sismo en el muro a tensión (P_S)	51.51	T	Fuerza cortante transmitida de las vigas de acople a los muros	$P_S = n * V_{CB,i}$
OK, no se presenta una tensión neta en los muros			Sección 6.8.7 (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007) Si P_G es mayor a P_S , se asumió correctamente β_{CB}	$P_S \leq P_G$

1.14 AMPLIFICACIÓN DE MOMENTO Y CORTANTE

Ductilidad de diseño del sistema (μ_{sys})	5.08	-	Ec 6.66a (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007)	$\xi_{sys} = (1 - \beta_{CB}) \xi_{N} + \beta_{CB} \xi_{CB}$
Periodo inicial (elástico) (T_i)	0.79	s	Ec 6.52 (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007)	$\frac{T_e}{T_i} = \sqrt{\frac{1 + r(\mu_{sys} - 1)}{\mu_{sys}}}$

MOMENTO DE SOBRERRESISTENCIA EN LA BASE

Factor de sobrerresistencia a flexión (ϕ)	1	-	Sección 6.6.2 d (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007)	$\phi^o = 1.0$
Momento de diseño en la base (M^*_{Base})	177.71	Tm	Sección 6.6.2 a (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007)	

CORTANTE DE SOBRERRESISTENCIA EN LA BASE

Factor de sobrerresistencia a corte (ϕ)	1.18	-	Pág. 138 (Ordóñez Jose, 2007)	$\phi^o = 1.18$
Coefficiente $C_{2,T}$	0.18	-	Ec 6.50 (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007)	$C_{2,T} = 0.067 + 0.4(T_i - 0.5) \leq 1.15$
ω_V	1.78	-	Ec 6.50 (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007)	$\omega_V = 1 + \frac{\mu}{\phi^o} C_{2,T}$
Cortante de diseño en la base (V^*_{Base})	39.32	T	Ec 6.49 (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007)	$V^*_{Base} = \phi^o \omega_V V_{Base}$

ANEXO VIII

Vista en 3D de Geometrías Modeladas en ETABS

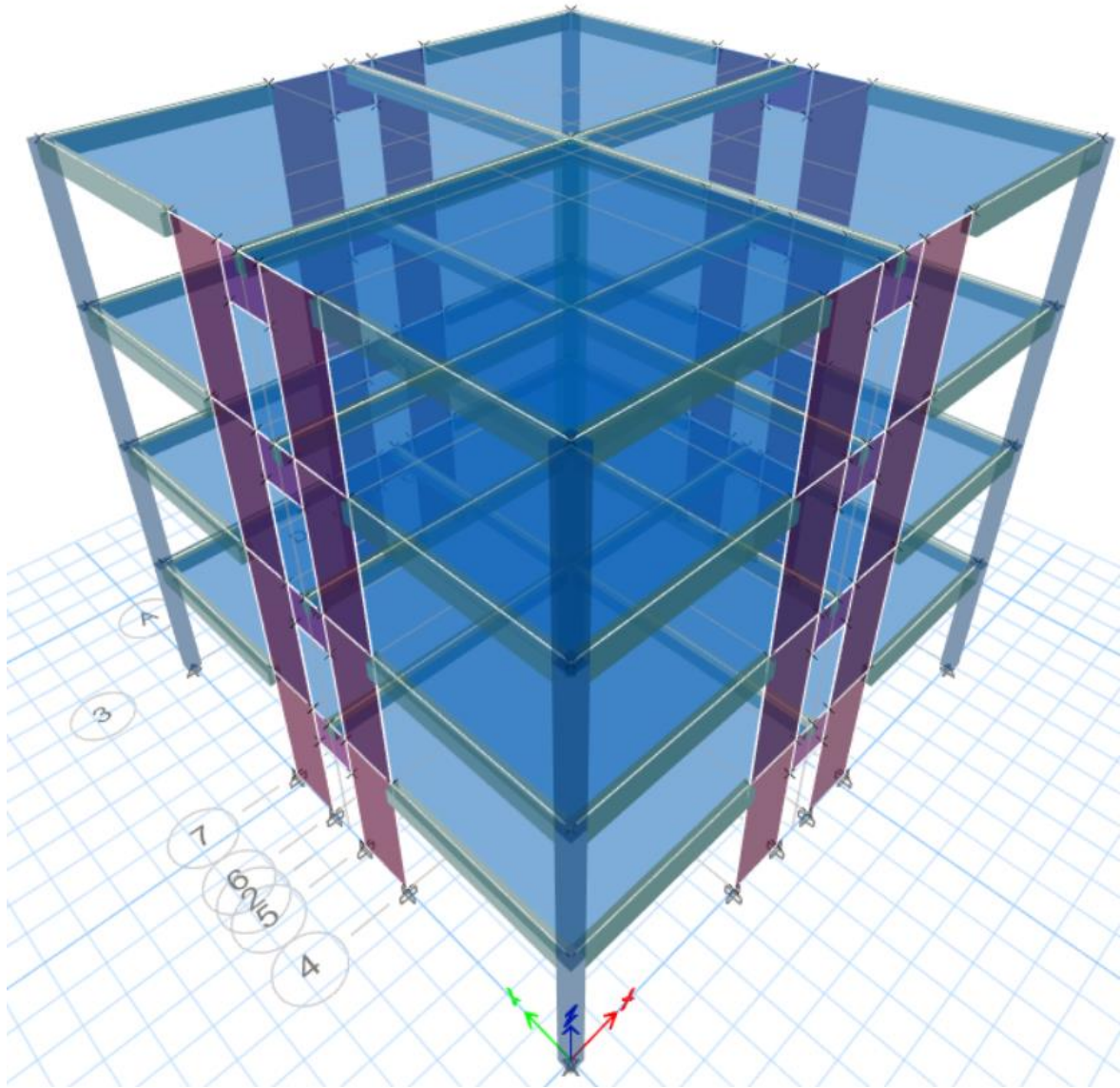


Figura 5.9. Vista tridimensional de la Geometría 1.

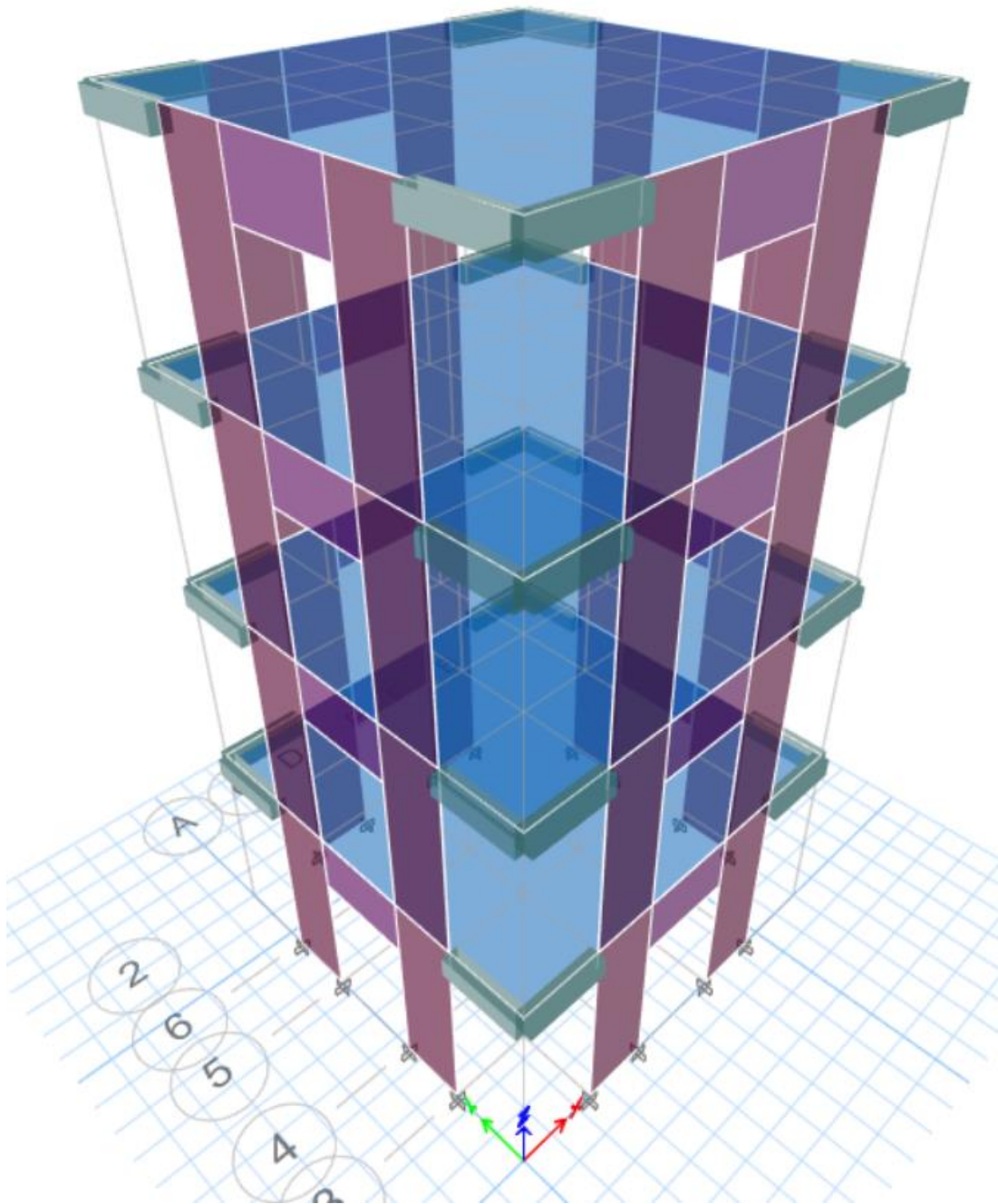


Figura 5.10. Vista tridimensional de la Geometría 2

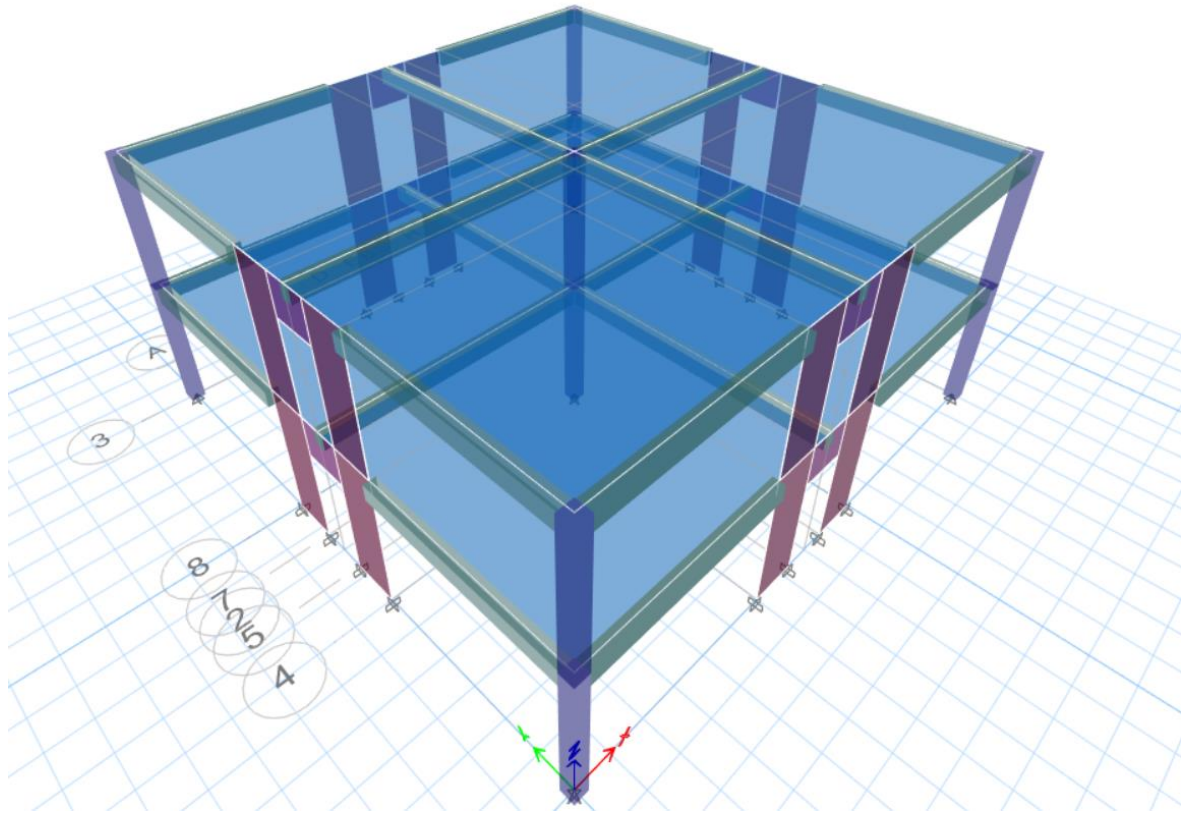


Figura 5.11. Vista tridimensional de la Geometría 3

ANEXO IX

Definición de materiales en ETABS

Hormigón $f'_c=280 \text{ kg/cm}^2$

The image shows two overlapping dialog boxes from the ETABS software. The top dialog is titled "Material Property Data" and contains the following fields:

- General Data:**
 - Material Name:
 - Material Type:
 - Directional Symmetry Type:
 - Material Display Color:
 - Material Notes:
- Material Weight and Mass:**
 - Specify Weight Density Specify Mass Density
 - Weight per Unit Volume:
 - Mass per Unit Volume:
- Mechanical Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E:
 - Poisson's Ratio, U:
 - Coefficient of Thermal Expansion, A:
 - Shear Modulus, G:

The bottom dialog is titled "Material Property Design Data" and contains the following fields:

- Material Name and Type:**
 - Material Name:
 - Material Type:
 - Grade:
- Design Properties for Concrete Materials:**
 - Program User Sp
 - Specified Concrete Compressive Strength, f'_c :
 - Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduction Factor:

Buttons for "OK" and "Cancel" are visible at the bottom of the design data dialog.

Figura 5.12. Definición del hormigón en ETABS ($f'_c=280 \text{ kg/cm}^2$)

Acero ASTM A615 Grado 60

The image shows two overlapping dialog boxes in the ETABS software interface for defining the properties of reinforcement steel.

Material Property Data Dialog:

- General Data:**
 - Material Name: fy4200
 - Material Type: Rebar
 - Directional Symmetry Type: Uniaxial
 - Material Display Color: [Blue swatch] Change...
 - Material Notes: Modify/Show Notes...
- Material Weight and Mass:**
 - Specify Weight Density Specify Mass Density
 - Weight per Unit Volume: 7850 kgf/m³
 - Mass per Unit Volume: 800.477 kgf·s²/m⁴
- Mechanical Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E: 2038901.92 kgf/cm²
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C

Material Property Design Data Dialog:

- Material Name and Type:**
 - Material Name: fy4200
 - Material Type: Rebar, Uniaxial
 - Grade: Grade 60
- Design Properties for Rebar Materials:**
 - Minimum Yield Strength, Fy: 4200 kgf/cm²
 - Minimum Tensile Strength, Fu: 6327.63 kgf/cm²
 - Expected Yield Strength, Fye: 4640.26 kgf/cm²
 - Expected Tensile Strength, Fue: 6960.39 kgf/cm²

Buttons: OK, Cancel

Figura 5.13. Definición del acero de refuerzo en ETABS

ANEXO X

Definición de secciones en ETABS

Las secciones definidas en este apartado corresponden a las de la Geometría 1:

Viga 25X35 cm

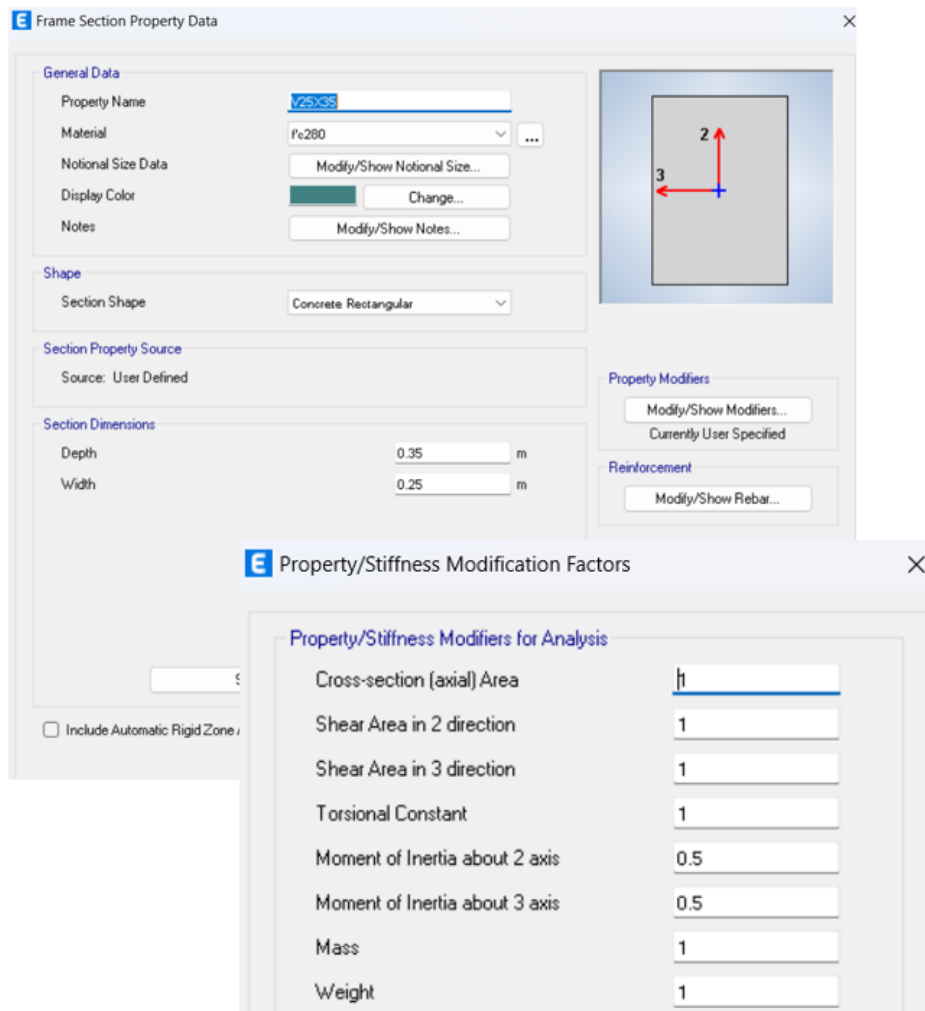


Figura 5.14. Definición de Viga 25X30 cm en ETABS

Columna exterior 30X30 cm

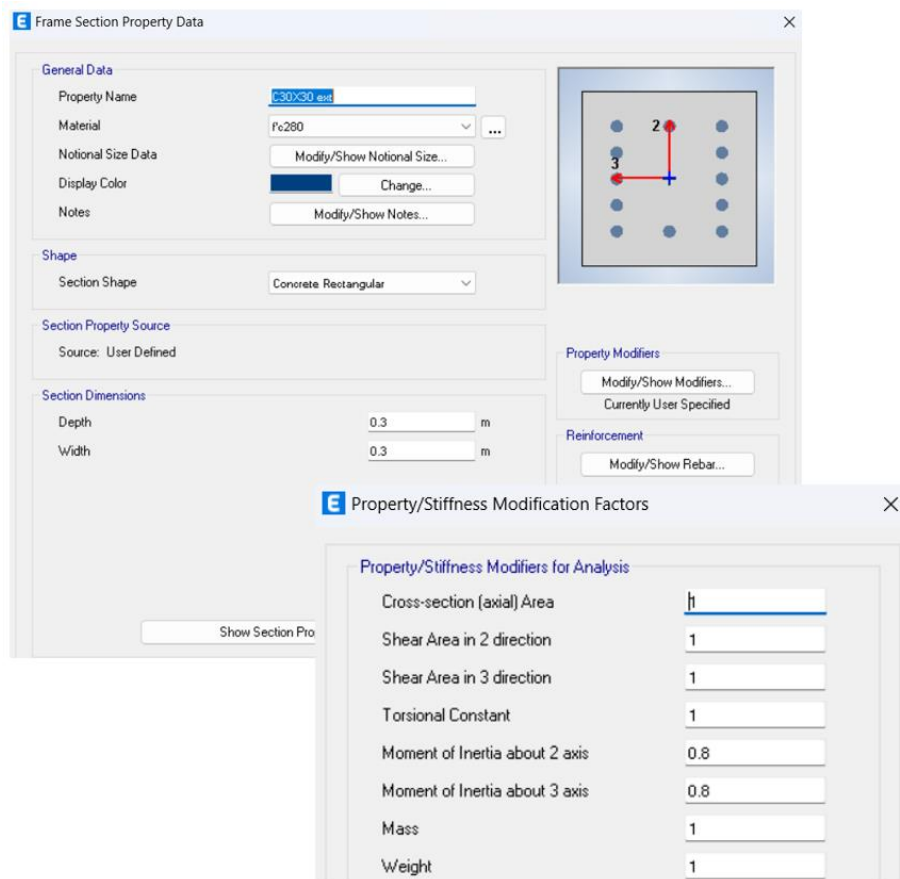


Figura 5.15. Definición de columna exterior en ETABS

Columna interior 40X40 cm

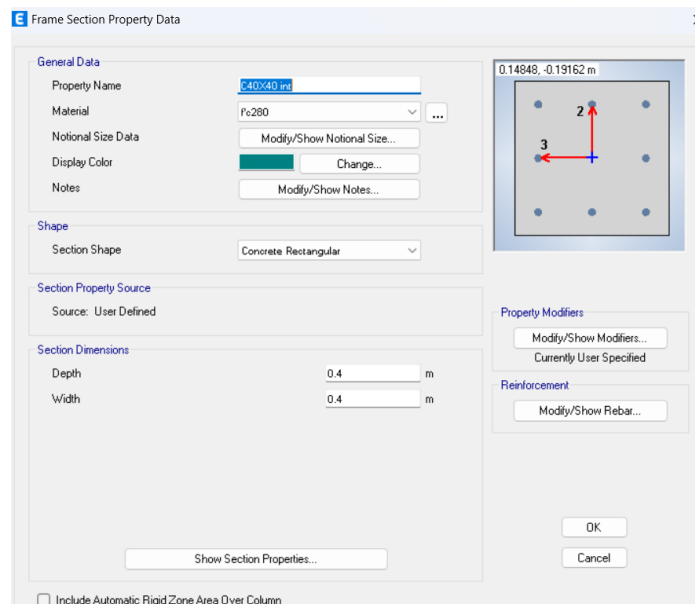


Figura 5.16. Definición de columna interior en ETABS

Muro (e=40cm)

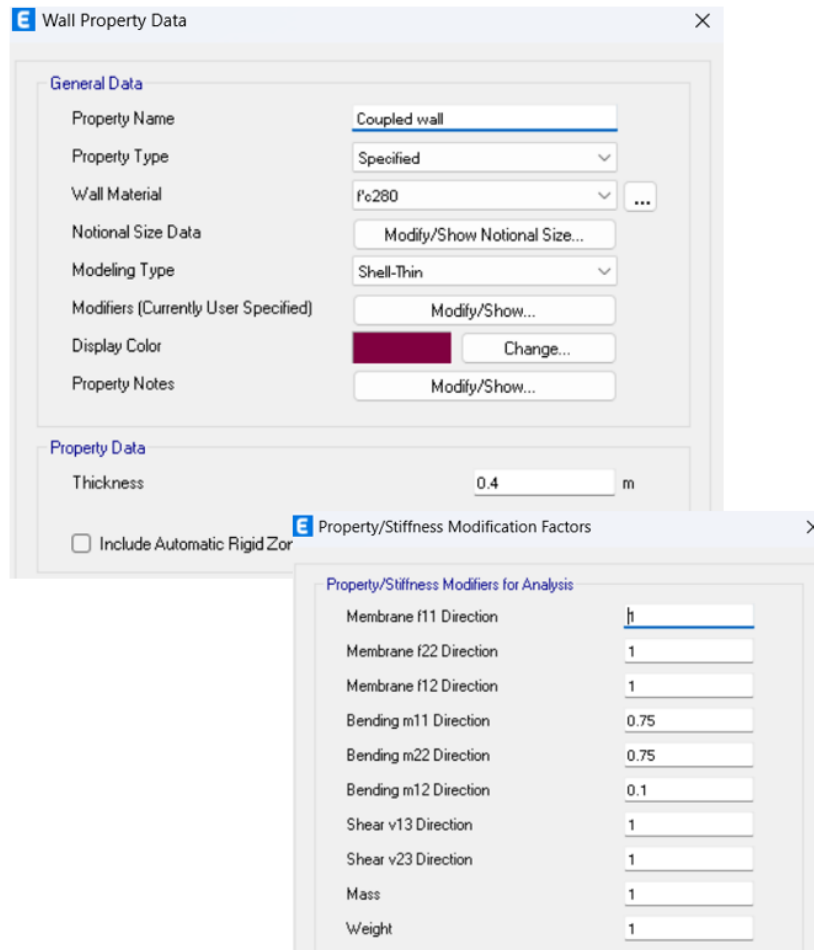
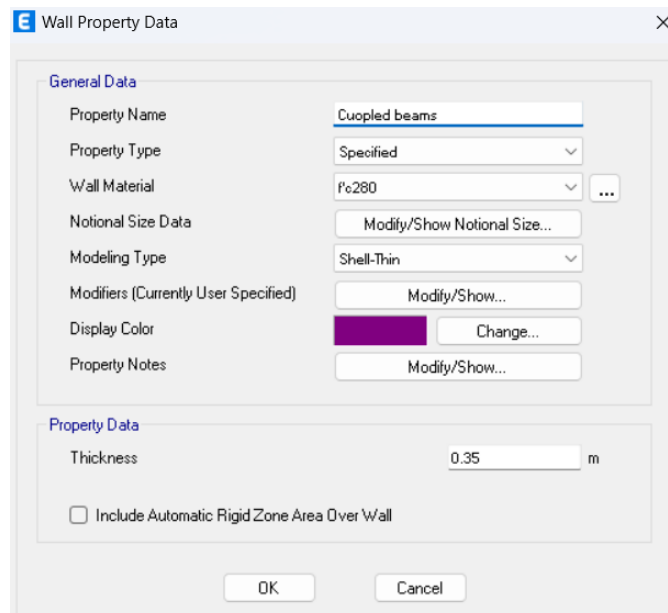


Figura 5.17. Definición muro de espesor de 40 cm en ETABS

Viga de acople (e=35cm)



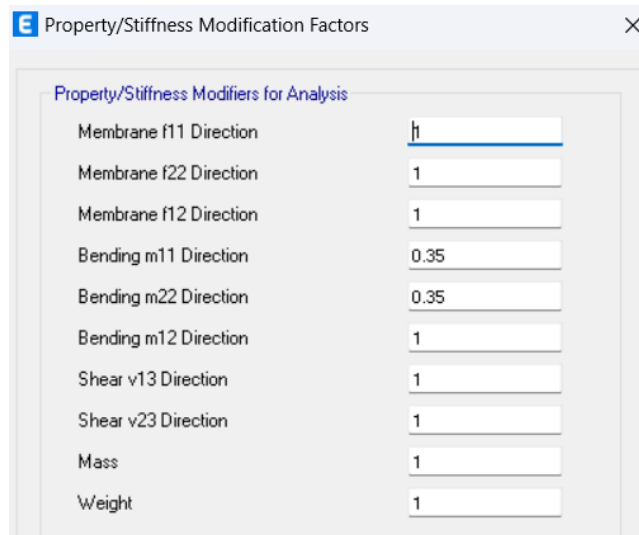


Figura 5.18. Definición viga de acople de espesor de 35 cm en ETABS

Losa (sin espesor)

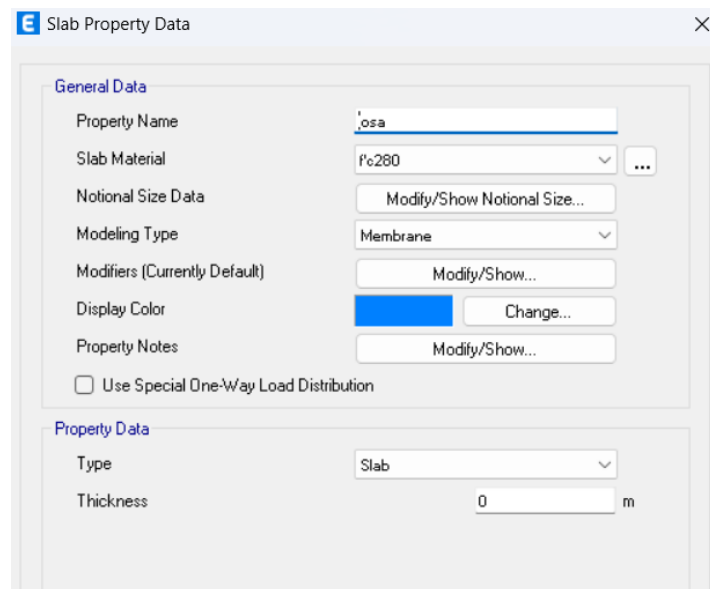


Figura 5.19. Definición de losa en ETABS

ANEXO XI

Ejemplo de Diseño por Capacidad para muros y vigas de acople en base a las solicitaciones obtenidas a partir del FBD

Se presenta a continuación el ejemplo de cálculo para el diseño por capacidad de los muros y vigas de acople correspondientes a la primera geometría:

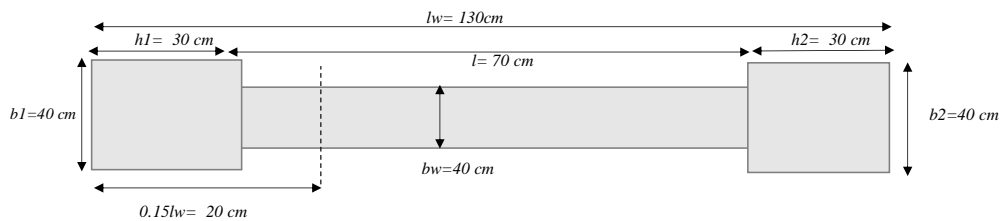
DISEÑO POR CAPACIDAD - MÉTODO BASADO EN FUERZAS GEOMETRÍA 1

Jorge Burgos
 Datos
 Resultados
 Datos anclados

DISEÑO DE MUROS

1.1 INGRESO DE DATOS Y PROPIEDADES

Resistencia a compresión del hormigón (f'_c)	280	kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero (f_y)	4200	kg/cm ²
Recubrimiento (r)	4	cm Aci 318 19 Tabla20.5.1.3.1
Número de pisos	4	-
Altura total H	12	m
longitud horizontal (l_w)	1.3	m
Espesor del alma (b_w)	0.4	m
Ancho cabezal 1 (b_1)	40	cm
Alto cabezal 1 (h_1)	30	cm
Ancho cabezal 2 (b_2)	40	cm
Alto cabezal 2 (h_2)	30	cm



Cálculo de Inercia I

	B	H	Área	D	D ²	A*D ²	I _o	I _o +AD ²
A1	0.40	0.30	0.12	0.50	0.25	0.03	0.00	0.03
A2	0.40	0.70	0.28	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01
A3	0.40	0.30	0.12	0.50	0.25	0.03	0.00	0.03

Σ Área	0.52	m ²
Inercia	0.07	m ⁴
Y	0.65	m

1.2 ACERO MÍNIMO

*En 0.15 l_w

h_w/l_w	9.23		OK
0.15 l _w	0.2	m	
Cuantía mínima (flexo compresión)	0.637%	%	Aci 318 19 18.10.2.4 (a) $\Rightarrow 1.6 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$
As min (cabezal 1)	7.65	cm ²	
As min (cabezal 2)	7.65	cm ²	
Cabezal 1 (borde externo)			
1° Capa	3	φ	18
2° Capa	2	φ	16
3° Capa	3	φ	18
Acero colocado en alma	0	φ	0
Acero colocado	19.29	cm ²	OK
Cuantía Total	1.61%		OK

18.10.2.4 Los muros y los machones de muro con $h_w/l_w \geq 2.0$ que sean efectivamente continuos desde la base de la estructura hasta la parte superior del muro y que se diseñen para tener una sola sección crítica para flexión y carga axial deben tener refuerzo longitudinal en los extremos del segmento vertical de muro que cumple con (a) hasta (c):

- (a) La cuantía de refuerzo longitudinal dentro de $0.15l_w$ del extremo de un segmento vertical de muro y en un ancho igual al espesor del muro debe ser al menos $0.50\sqrt{f'_c}/f_y$.
- (b) El refuerzo longitudinal requerido por 18.10.2.4(a) debe extenderse verticalmente por encima y por debajo de la sección crítica al menos el valor mayor de l_w y $M_u/3V_u$.
- (c) No más del 50 por ciento del refuerzo requerido por 18.10.2.4(a) puede terminarse en una sola sección.

4.3.3. Cuantía máxima de refuerzo longitudinal

Se cumple con el siguiente requisito:

$$0.81 \leq \rho_s \leq 0.03$$

Donde:

ρ_s Área de refuerzo longitudinal

Cabezal 2 (borde interno)

1° Capa	3	φ	18
2° Capa	2	φ	16
3° Capa	3	φ	18
Acero colocado en alma	0	φ	0
Acero colocado	19.29	cm ²	OK
Cuántía Total	1.61%		OK

LN - Área Bruta de la sección

*En el alma

Cuántía mínima	0.0025	-	Aci 318 19 18.10.2.1
Acero colocado en cabezal	2	φ	16 @ 20 cm
Cuántía colocada	0.005	cm ²	OK
Número de varillas en el alma	8	-	

18.10.2.1 Las cuantías de refuerzo distribuido en el alma, p_y y p_x , para muros estructurales no deben ser menores que 0.0025, excepto que si V_u no excede $0.0833\sqrt{f'_c}A_w$, p_y se puede reducir a los valores requeridos en 11.6. El espaciamiento del refuerzo en cada dirección en muros estructurales no debe exceder de 450 mm. El refuerzo que contribuye a V_u debe ser continuo y debe estar distribuido a través del plano de cortante.

*Cuántía total del muro

Cuántía total	1.051%	-	OK
---------------	--------	---	----

1.3 FLEXOCOMPRESIÓN

Factor de reducción de resistencia a flexión 0.9

Solicitaciones

	P [T]	M [Tm]	V [T]
Carga muerta D	52.39	0.50	0.93
Carga Viva L	10.94	0.09	0.18
Carga Sismo S	165.80	58.92	29.28

NEC -SE-SG 3.4.3

Combinaciones	P [T]	M [Tm]	V [T]	σ Max	σ Min
1.4D	73.346	0.7	1.302	147.26	134.84
1.2D+1.6L	80.372	0.744	1.404	161.17	147.96
1.2D+L+S	239.608	59.61	30.576	989.87	-68.30
1.2D+L-S	-91.992	-58.23	-27.984	-693.74	339.93
0.9D+S	212.951	59.37	30.117	936.47	-117.43
0.9D-S	-118.649	58.47	28.443	290.79	-747.14
				σ MAX	989.87
				σ MIN	-747.14

Combinación 1	1.4D
Combinación 2	1.2D + 1.6L + 0.5S (max(1, 0.8R))
Combinación 3	1.2D + 1.6S (max(1, 0.8R) + 0.5R)
Combinación 4	1.2D + 1.6L + 1.6S (max(1, 0.8R))
Combinación 5	1.2D + 1.6L + 1.6S
Combinación 6	0.9D + 1.6S
Combinación 7	0.9D + 1.6L

$$\sigma_{max} = \frac{P}{A} \pm \frac{M.y}{I}$$

Combinación : 1.2D+L+S

Pu	239.608	T
Mu	59.61	Tm
Profundidad al eje Neutro (c)	40	cm
φPn	231.38	T
φMn	214.43	Tm
Mn	238.26	Tm
Mpr	248.3241	Tm

Dato obtenido del diagrama de interacción
Ver el Pn del Matlab mas cercano a Pu

Datos obtenido del diagrama de interacción. Trazar una línea horizontal desde φPn. El valor que cruce con la curva reducida corresponde a φMn y la nominal a Mn

11.5.1.1 Para cada combinación de mayoración de carga aplicable la resistencia de diseño debe cumplir con $\phi S_n \geq U$ en todas las secciones del muro, incluyendo (a) hasta (c). Se debe considerar la interacción entre la carga axial y la flexión.

(a) $\phi P_n \geq P_u$

(b) $\phi M_n \geq M_u$

(c) $\phi V_n \geq V_u$

Combinación: 0.9D-S

Pu	-118.649	T
Mu	58.47	Tm
Profundidad al eje Neutro (c)	8	cm
φPn	-123.3	T
φMn	59.7	Tm
Mn	66.3	Tm
Mpr	69.13	Tm

OK. La sección cumple

1.4 DISEÑO A CORTE

Vu de la Combinación : 1.2D+L+S	30.576	T
Vu de la Combinación: 0.9D-S	28.443	T

Factor de sobrerresistencia (Ω) ACI 318 19 18.10.3.1.2

Ωr (Combinación 1)	4.17	-
Ωr (Combinación 2)	1.50	-

Aci 318 19 18.3.1.2

Gobierna combinación 1

Condición	Ω _r
$M_u/V_u \geq 1.5$	El mayor entre M_u/V_u ⁽¹⁾ y 1.5
$M_u/V_u < 1.5$	1.5

⁽¹⁾ Para las combinaciones de carga que produzcan el mayor valor de Ω_r.

⁽²⁾ A menos que un análisis más detallado demuestre un valor menor, pero no menor que 1.0.

Factor de amplificación dinámica (Wv) ACI 318 19 18.10.3.1.3

ns	4	-
Wv	1.30	- Aci 318 19 18.3.3

18.10.3.1.3 Para muros con $h_{m}/l_w < 2.0$, ω_n debe tomarse como 1.0. En los otros casos debe calcularse como:

$$\omega_n = 0.9 + \frac{n_s}{10} \quad n_s \leq 6$$

$$\omega_n = 1.3 + \frac{n_s}{30} \leq 1.8 \quad n_s > 6 \quad (18.10.3.1.3)$$

Fuerza cortante de diseño (Ve)

Factor de reducción de resistencia a corte	0.75	-	Ací 318 21.2.1
$\Omega_r * W_v$	3.00		
Ve	91.73	T	Ací 318 19 18.3.1 $V_e \leq \phi V_n \quad V_e \leq 4V_c$ Se asume "d" como lw y se despeja bw Se verifica que el ancho asumido sea igual al ancho calculado
Ancho del alma (bw)	21.2	cm	
Ancho del alma constructivo (bw)	40	cm	
ϕV_n	172.94		OK

18.10.3.1 La fuerza cortante de diseño V_e se debe calcular por medio de

$$V_e = \Omega_r \omega_n V_u \leq 3V_u \quad (18.10.3.1)$$

18.10.4.5 Para segmentos horizontales de muro, incluyendo vigas de acople, V_u no debe tomarse mayor que $0.83\sqrt{f'_c}A_{cw}$ donde A_{cw} es el área de la sección de concreto del segmento horizontal de muro o viga de acople.

18.10.4.4 Para todos los segmentos verticales de muro que constituyan una fuerza lateral común, V_u no debe tomarse mayor que $0.66\sqrt{f'_c}A_{cv}$. Para cada uno de los segmentos verticales de muro individuales, V_u no debe tomarse mayor que $0.83\sqrt{f'_c}A_{cw}$ donde A_{cw} es el área de la sección de concreto del segmento vertical de muro individual bajo consideración.

18.10.4.1 V_u debe calcularse por medio de:

$$V_u = (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_v f_y) A_{cv} \quad (18.10.4.1)$$

$$V_u = A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_v f_y)$$

$$\alpha_c = 0.80 \text{ para } \frac{h_w}{l_w} \leq 1.5$$

$$\alpha_c = 0.53 \text{ para } \frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$$

OK

hw/lw	9.23	
Cuántia para acero trsversal (ρ_s)	0.0035	- Ací 318 19 18.4.1
Espaciamento (s)	20	cm
Acero a corte (A_v)	2.79	cm ²

Acero colocado	2	ϕ	14	@	20 cm
Cuántia colocada	0.0038	-	OK		

ϕV_n 97.63 T

1.5 DISEÑO DE CABEZALES

σ max (formula 1)	99.0	kg/cm ²
σ max (formula 2)	99.0	kg/cm ²
$0.2 f'_c$	56	kg/cm ²

Ací 318 19 18.10.6.3

Requiere Cabezales

18.10.6.3 Los muros estructurales que no se diseñen de acuerdo con 18.10.6.2 deben tener elementos especiales de borde en los bordes y alrededor de las aberturas de los muros estructurales cuando el esfuerzo a compresión máximo de la fibra extrema, correspondiente a las combinaciones de carga de diseño que incluyen efectos sísmicos E, sobrepasen $0.2 f'_c$. Los elementos especiales de borde pueden ser discontinuados donde el esfuerzo de compresión calculado sea menor que $0.15 f'_c$. Los esfuerzos deben calcularse usando un modelo lineal elástico y las propiedades de la sección bruta. Para muros con alas, debe usarse un ancho de ala efectivo como se define en 18.10.3.2.

1.6 PROPIEDADES DE LOS CABEZALES

a) Longitud > (c-0.1lw,c/2) ACI 18.10.6.4

Cabezal 1

C max	40	cm	Para hw/lw < 2 (muros cortos), esta condición no es requerida porque no se agota a flexión
C-0.1*lw	27	cm	
C/2	20	cm	
Longitud a confinar (longitud de cabezal especial)	27	cm	

OK

Cabezal 2

C max	8	cm
C-0.1*lw	-5	cm
C/2	4	cm
Longitud a confinar (longitud de cabezal especial)	4	cm

OK

(a) El elemento de borde se debe extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia al menos igual al mayor valor entre $c - 0.1l_w$ y $c/2$, donde c corresponde a la mayor profundidad del eje neutro calculada para la fuerza axial mayorada y la resistencia nominal a momento congruente con el desplazamiento de diseño δ_w .

(b) El ancho de la zona de compresión por flexión, b , dentro de la distancia horizontal calculada por medio de 18.10.6.4(a), incluyendo el ala, si existe, debe ser al menos $h_w/16$.

(c) Para muros o machones de muro con $h_w/l_w \geq 2.0$ que son efectivamente continuos desde la base de la estructura hasta la parte superior de todo el muro, diseñados para que tengan una sola sección crítica para flexión y carga axial, y con $c/l_w \geq 3/8$, el ancho de la zona de compresión por flexión b dentro de la distancia horizontal calculada por medio de 18.10.6.4(a) debe ser mayor o igual a 300 mm.

b) Ancho mínimo en lo largo ACI 18.10.6.4

h/16	18.75	cm	$b \geq \frac{h}{16}$
------	-------	----	-----------------------

OK

c) Ancho mínimo (Para muros largos) ACI 18.10.6.4

hw/lw	9.23	si $\frac{hw}{lw} > 2$ y $\frac{c}{lw} > \frac{3}{8} \rightarrow b > 30$ cm
c/lw	0.3	

OK

1.7. REFUERZO TRANSVERSAL EN EL CABEZAL ESPECIAL

En la columna

Cabezal	1	2	cm	$s \leq \left(\frac{b}{3}, \frac{h}{3}, 6\phi, 10\right)$
	Espaciamento (s)	10.00		
Espaciamento elegido	10	10	cm	
Ramas cortas				
h''	32	32	cm	
Área de la sección (Ag)	1200	1200	cm ²	
Área confinada (Ach)	704	704	cm ²	
Ash ₁	4.51	4.51	cm ²	Ací 318 19 18.10.6.4
Ash ₂	1.92	1.92	cm ²	Ací 318 19 18.10.6.4
Av	4.51	4.51	cm ²	

Refuerzo transversal	Expresiones aplicables	
$A_{sh}/(A_s)$ para estribos corados de confinamiento	Mayor de $0.1 \left(\frac{A_s - 1}{A_s}\right) \frac{f'_c}{f_y}$	(a)
reciclados	$0.09 \frac{f'_c}{f_y}$	(b)
ρ_s para espirales o estribos corados de confinamiento circulares	Mayor de $0.45 \left(\frac{A_s - 1}{A_s}\right) \frac{f'_c}{f_y}$	(c)
	$0.12 \frac{f'_c}{f_y}$	(d)

(e) El refuerzo transversal de los elementos de borde debe cumplir con los requisitos de 18.7.5.2(a) hasta (d) y 18.7.5.3, excepto que el límite del espaciamento del refuerzo transversal de 18.7.5.3(a) debe ser un tercio de la menor dimensión del elemento de borde. El espaciamento vertical del refuerzo transversal en el elemento de borde debe cumplir con lo prescrito en la Tabla 18.10.6.5(b).

Cabezal #1	Acero transversal colocado	4	φ	12	@	10 cm
	Acero colocado	4.52	cm ²	OK		

Cabezal #2	Acero transversal colocado	4	φ	12	@	10 cm
	Acero colocado	4.52	cm ²	OK		

Ramas largas

h''	22	22	cm	
Área de la sección (A_g)	1200	1200	cm ²	
Área confinada (A_{ch})	704	704	cm ²	
A_{sh1}	3.10	3.10	cm ²	Ací 318 19 18.10.6.4
A_{sh2}	1.32	1.32	cm ²	Ací 318 19 18.10.6.4
A_v	3.10	3.10	cm ²	

Cabezal #1	Acero transversal colocado	3	φ	12	@	10 cm
	Acero colocado	3.39	cm ²	OK		

Cabezal #2	Acero transversal colocado	3	φ	12	@	10 cm
	Acero colocado	3.39	cm ²	OK		

1.8. ESPACIAMIENTO VERTICAL

En la columna

Ramas cortas

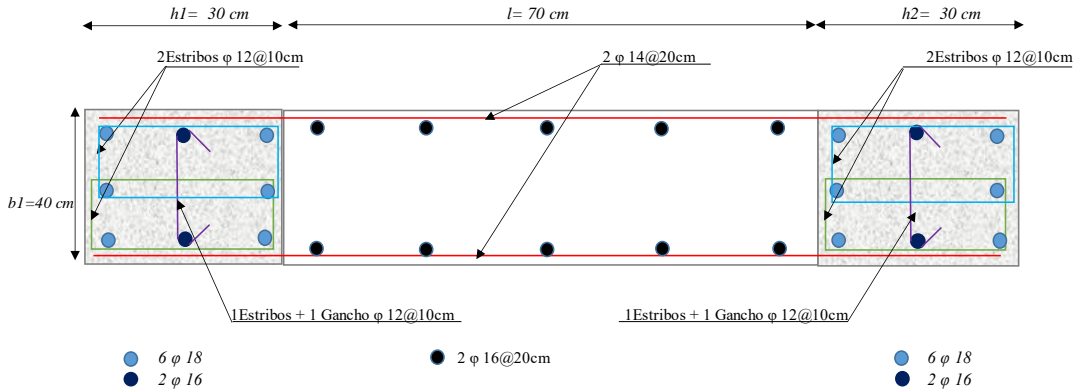
Espaciamiento vertical real (h_x)	Cabezal 1	8.7	8.7	cm	$h_x \leq (35 \text{ cm}, \frac{2}{3} b)$ Ací 318 19 18.10.6.4 (f)
	Condición (35 cm, 2/3 b)	OK	OK	-	

Ramas largas

Espaciamiento vertical real (h_x)	Cabezal 1	8.0	8.0	cm	Ací 318 19 18.10.6.4 (f)
	Condición (35 cm, 2/3 b)	OK	OK	-	

(f) El refuerzo transversal debe disponerse de tal manera que el espaciamiento h_x entre barras longitudinales apoyadas lateralmente alrededor del perímetro del elemento de borde no debe exceder el menor de 350 mm y dos tercios del ancho del elemento de borde. El soporte lateral debe consistir en un gancho sísmico de un gancho suplementario o la esquina de un estribo cerrado de confinamiento. La longitud de la rama del estribo cerrado de confinamiento no debe exceder dos veces el ancho del elemento de borde y los estribos cerrados de confinamiento adyacentes deben superponerse al menos el menor de 150 mm y dos tercios del ancho del elemento de borde.

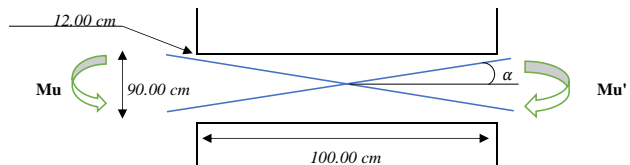
ARMADO



DISEÑO DE VIGAS DE ACOUPLE

1.1 INGRESO DE DATOS Y PROPIEDADES

z libre medida entre caras de los apoyos (l_n)	1	m
Peralte de la viga (h)	0.9	m
ancho de la viga (b)	0.35	m
l_n/h	1.1	m
Separación de la diagonal	12	cm
Recubrimiento (r)	4	cm
Resistencia a compresión del hormigón (f'_c)	280	kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero (f_y)	4200	kg/cm ²
Factor de reducción de resistencia a tensión (ϕ)	0.9	-



1.2 ARAMADO DEL REFUERZO DIAGONAL

$$1.1 * \lambda * \sqrt{f'_c} * A_c = 57.98$$

Piso	M_u [Tm]	M_u' [Tm]	V_u etabs [T]	V_u [T]	Sen (α)	T_u [T]	A_s [cm ²]	Requerimiento de diagonales
1	23.38	23.38	64.77	46.76	0.55	58.79	15.55	ACI 18.10.7.2, Requiere diagonales
2	21.94	21.94	60.90	43.88	0.55	55.28	14.62	ACI 18.10.7.2, Requiere diagonales
3	15.61	15.61	43.81	31.22	0.55	39.77	10.52	ACI 18.10.7.3, puede usarse diagonal
4	7.74	7.74	22.11	15.48	0.55	20.07	5.31	ACI 18.10.7.3, puede usarse diagonal

Piso	#	Φ [mm]	$A_{s\ col}$ [cm ²]	ldh [cm]	Chequeo	
1	6	Φ	22	22.81	44.5	OK
2	4	Φ	22	15.21	44.5	OK
3	4	Φ	20	12.57	38.6	OK
4	4	Φ	14	6.16	22.6	OK

1.3 REFUERZO TRANSVERSAL DE LAS DIAGONALES

Ancho mínimo de la diagonal ($b_w/2$)	17.50	cm	Ací 318 19 18.10.7.4
Ancho de la diagonal adoptado	20	cm	
Alto mínimo de la diagonal ($b_w/5$)	7.00	cm	Ací 318 19 18.10.7.4
Alto de la diagonal adoptado	20	cm	
Separación horizontal de la diagonal	17.8	cm	OK
Separación vertical de la diagonal	17.8	cm	OK

Acero transversal de la diagonal

Recubrimiento de la diagonal (rd) cm Ací 318 19 20.5.1

Piso	s [cm]	s adoptado [cm]	Ash1 [cm ²]	Ash2 [cm ²]	As [cm ²]	# ramales	Φ [mm]	As col [cm ²]	Chequeo
1	10	10	1.2	1.76	1.76	2	Φ 12	2.26	OK
2	10	10	1.2	1.76	1.76	2	Φ 12	2.26	OK
3	10	10	1.2	1.76	1.76	2	Φ 12	2.26	OK
4	8.4	8.5	1.02	1.50	1.50	2	Φ 10	1.57	OK

1.4 REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL EN TODA LA SECCIÓN DE LA VIGA

Acero de piel

Espaciamiento vertical	20	cm	El espaciamiento no debe exceder de 30 cm
A_{sk} Dirección vertical	1.40	cm ²	Ací 318 19 18.10.7.4
Acero colocado	2	Φ	<input type="text" value="12"/> @ <input type="text" value="20 cm"/>
Acero colocado	2.26	cm ²	OK
# de varillas a colocar	4	-	

Acero longitudinal

Acero mínimo a flexión	9.68	cm ²	
Acero colocado	4	Φ	<input type="text" value="18"/> $\frac{14}{fy} * b_w * d$
Acero colocado	10.18	cm ²	OK

Acero transversal de la viga

Espaciamiento vertical	10.8	cm	$s \leq (d/4, 6\Phi)$
Espaciamiento vertical	12	cm	
Acero colocado	1	Φ	<input type="text" value="12"/> @ <input type="text" value="12 cm"/>

18.10.7.4 Las vigas de acople reforzadas con dos grupos de barras que se intersectan diagonalmente colocadas en forma simétrica respecto al centro de la luz deben cumplir con (a), (b) y ya sea con (c) o con (d). No se necesita cumplir con los requisitos de 9.9:

(a) V_n se debe determinar por medio de

$$V_n = 2A_{df}f_y \sin \alpha \leq 0.83\sqrt{f'_c}A_{cw} \quad (18.10.7.4)$$

Donde α es el ángulo entre las barras diagonales y el eje longitudinal de la viga de acople.

(b) Cada grupo de barras diagonales consiste en un mínimo de cuatro barras colocadas en dos o más capas.

(c) Cada grupo de barras diagonales debe estar rodeado por refuerzo transversal rectilíneo teniendo dimensiones exteriores de al menos $b_w/2$ en la dirección paralela a b_w y $b_w/5$ a lo largo de los otros lados, donde b_w es el ancho del alma de la viga de acople. El refuerzo transversal debe cumplir con 18.7.5.2(a) hasta (e), con A_{df} no menor que el mayor de (i) e (ii):

$$(i) 0.09s_b \frac{f'_c}{f_y}$$

$$(ii) 0.3s_b \left(\frac{A_{df}}{A_{db}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$$

Para efectos de calcular A_{df} , el recubrimiento de 20.5.1 debe suponerse en todos los cuatro lados de cada grupo de barras diagonales. El refuerzo transversal debe tener un espaciamiento medido paralelo a la barra diagonal que cumple con 18.7.5.3(d) y no exceda $6d_{df}$ de la barra diagonal de menor diámetro, y debe tener un espaciamiento de los ganchos suplementarios y ramas de estribos cerrados de confinamiento, medido perpendicularmente a las barras diagonales, que no exceda 350 mm. El refuerzo transversal debe continuar a lo largo de la intersección de las barras diagonales. En la intersección, se puede modificar la disposición del refuerzo transversal dado que los requisitos de espaciamiento y relación volumétrica se cumplan. El refuerzo longitudinal y transversal adicional debe distribuirse alrededor del perímetro de la viga y debe tener un área total en cada dirección de al menos $0.002b_w s$ y un espaciamiento que no exceda 300 mm.

(d) Debe colocarse refuerzo transversal en toda la sección de la viga de acuerdo con 18.5.2(a) hasta (e), y A_{df} no puede ser menor que el mayor de (i) e (ii):

$$(i) 0.09s_b \frac{f'_c}{f_y}$$

$$(ii) 0.3s_b \left(\frac{A_{df}}{A_{db}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$$

El espaciamiento longitudinal del refuerzo transversal no debe exceder el menor de 150 mm y $6d_{df}$ de la barra diagonal más pequeña. El espaciamiento de los ganchos suplementarios y ramas de estribos cerrados de confinamiento tanto horizontal como verticalmente en el plano de la viga no debe exceder 200 mm. Todo gancho suplementario y cada rama de estribo cerrado de confinamiento debe abrazar una barra longitudinal de igual o mayor diámetro. Se puede configurar los estribos cerrados de confinamiento como se especifica en 18.6.4.3.

1.4 REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL EN TODA LA SECCIÓN DE LA VIGA

Acero longitudinal en el perímetro de la viga:

- 4 ϕ 18

Acero de piel en el perímetro de la viga:

- 2 ϕ 12 @ 20 cm

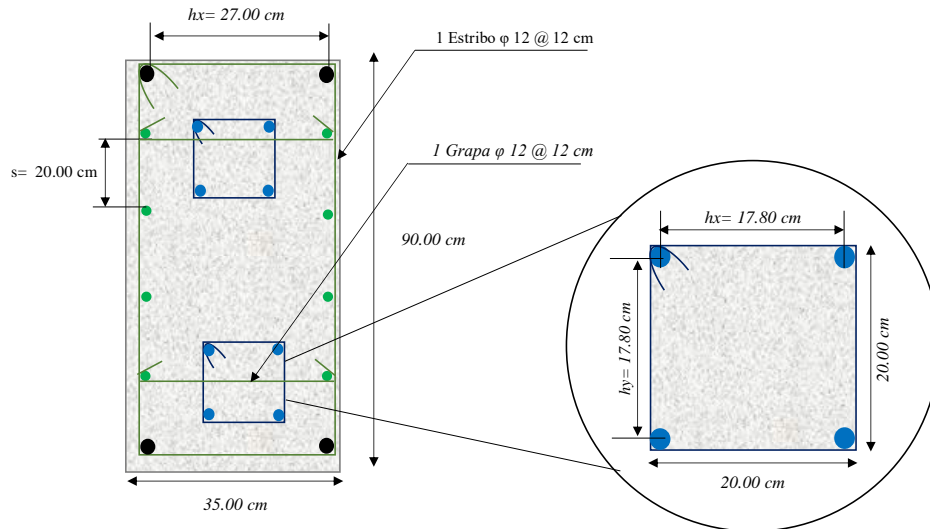
Acero de refuerzo de las diagonales por piso:

- Piso 1: 6 ϕ 22
- Piso 2: 4 ϕ 22
- Piso 3: 4 ϕ 20
- Piso 4: 4 ϕ 14

Acero transversal para las diagonales por piso:

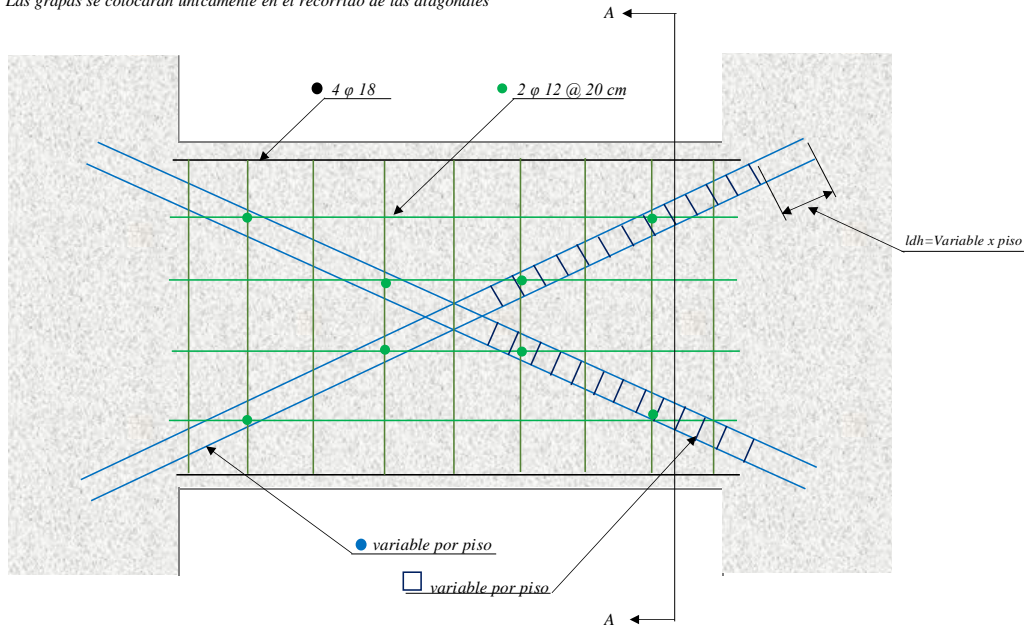
- Piso 1: 1Estribos ϕ 12@10cm
- Piso 2: 1Estribos ϕ 12@10cm
- Piso 3: 1Estribos ϕ 12@10cm
- Piso 4: 1Estribos ϕ 10@8.5cm

Corte A-A:



Vista lateral:

- Nota: Las grapas se colocarán únicamente en el recorrido de las diagonales



ANEXO XII

Ejemplo de Diseño por Capacidad para muros y vigas de acople en base a las solicitaciones obtenidas a partir del DDBD

Se presenta a continuación el ejemplo de cálculo para el diseño por capacidad de los muros y vigas de acople correspondientes a la primera geometría:

DISEÑO POR CAPACIDAD - DISEÑO DIRECTO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS GEOMETRÍA 1

Jorge Burgos

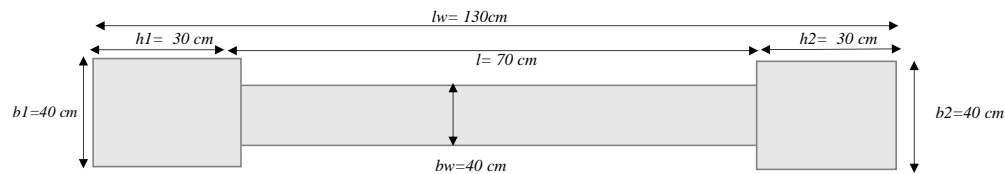
Datos
Resultados
Datos anclados

DISEÑO DE MUROS

1.1 INGRESO DE DATOS Y PROPIEDADES

Resistencia a compresión del hormigón (f^c)	280	kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero (f_y)	4200	kg/cm ²
Recubrimiento (r)	4	cm
Número de pisos	4	-
Altura total H	12	m
longitud horizontal (l_w)	1.3	m
Espesor del alma (bw)	0.4	m
Ancho cabezal 1 ($b1$)	40	cm
Alto cabezal 1 ($h1$)	30	cm
Ancho cabezal 2 ($b2$)	40	cm
Alto cabezal 2 ($h2$)	30	cm

Recubrimiento
ACI 318 19 Tabla 20.5.1.3.1



Cálculo de Inercia I

	B	H	Área	D	D ²	A*D ²	Io	Io+AD ²
A1	0.40	0.30	0.12	0.50	0.25	0.03	0.00	0.03
A2	0.40	0.70	0.28	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01
A3	0.40	0.30	0.12	0.50	0.25	0.03	0.00	0.03

Σ Área	0.52	m ²
Inercia	0.07	m ⁴
Y	0.65	m

1.2 ACERO MÍNIMO

*En 0.15 lw

hw/lw	9.23		OK
$0.15 l_w$	0.2	m	
Cuantía mínima (flexo compresión)	0.637%	%	
As min (cabezal 1)	7.65	cm ²	
As min (cabezal 2)	7.65	cm ²	
Cabezal 1 (borde externo)			
1° Capa	3	φ	22
2° Capa	2	φ	22
3° Capa	3	φ	22
Acero colocado en alma	0	φ	0
Acero colocado	30.41	cm ²	OK
Cuantía Total	2.53%		OK
Cabezal 2 (borde interno)			
1° Capa	3	φ	22
2° Capa	2	φ	22
3° Capa	3	φ	22
Acero colocado en alma	0	φ	0
Acero colocado	30.41	cm ²	OK
Cuantía Total	2.53%		OK

Cuantía mínima a flexo compresión
ACI 318 19 18.10.2.4 (a)

$$1.6 * \frac{\sqrt{f^c}}{f_y}$$

NEC-SE-HM Sección 4.3.3

$$0.01 \leq \rho \leq 0.03$$

*En el alma

Cuantía mínima	0.0025	-		
Acero colocado en cabezal	2	φ	22	@ 20 cm
Cuantía colocada	0.010	cm ²	OK	
Número de varillas en el alma	8	-		

Cuantía mínima para el alma

ACI 318 19 18.10.2.1
 $\rho \geq 0.0025$

*Cuantía total del muro

Cuantía total	1.754%	-	OK
---------------	--------	---	----

1.3 FLEXOCOMPRESIÓN

Factor de reducción de resistencia a flexión = 0.9

Solicitaciones

	P [T]	M [Tm]	V [T]
Carga muerta D	52.39	0.50	0.93
Carga Viva L	10.94	0.09	0.18
Carga Sismo S	51.51	177.71	39.32

Combinaciones	P [T]	M [Tm]	V [T]	σ Max	σ Min
1.4D	73.346	0.7	1.302	147.26	134.84
1.2D+1.6L	80.372	0.744	1.404	161.17	147.96
1.2D+L+S	125.3175	178.40	40.62	1824.41	-1342.42
1.2D+L-S	22.29848	-177.02	-38.02	-1528.28	1614.05
0.9D+S	98.66052	178.16	40.16	1771.01	-1391.55
0.9D-S	-4.35852	177.26	38.48	1564.91	-1581.68
			σ MAX	1824.41	
			σ MIN	-1581.68	

Combinaciones de carga

NEC -SE-SG 3.4.3

Fórmula para cálculo de esfuerzos de flexocompresión

NEC -SE-SG 3.4.3

$$\sigma_{max} = \frac{P}{A} \pm \frac{M.y}{I}$$

Combinación : 1.2D+L+S

Pu	125.32	T	
Mu	178.40	Tm	
Profundidad al eje Neutro (c)	34	cm	Dato obtenido del diagrama de interacción
φPn	120.87	T	Ver el φPn del Matlab mas cercano a Pu
φMn	232.23	Tm	
Mn	258.04	Tm	
Mpr	278.34	Tm	

Resistencia de diseño a flexión

ACI 318 19 11.5.1.1 (b)

(b) $\phi M_n \geq M_u$

Combinación: 0.9D-S

Pu	-4.36	T	
Mu	177.26	Tm	
Profundidad al eje Neutro (c)	22	cm	Dato obtenido del diagrama de interacción
φPn	-15.4	T	Ver el φPn del Matlab mas cercano a Pu
φMn	177.5	Tm	
Mn	197.2	Tm	
Mpr	210.62	Tm	

Resistencia de diseño a flexión

ACI 318 19 11.5.1.1 (b)

(b) $\phi M_n \geq M_u$

OK. La sección cumple

1.4 DISEÑO A CORTE

Vu de la Combinación : 1.2D+L+S	40.62	T	
Vu de la Combinación: 0.9D-S	38.48	T	
Factor de reducción de resistencia a corte	0.75	-	
Ve	40.62	T	
Ancho del alma (bw)	9.4	cm	Se asume "d" como lw y se despeja bw
Ancho del alma constructivo (bw)	40	cm	Se verifica que el ancho asumido sea igual al ancho calculado
φVn	172.94		OK

Factor de reducción de resistencia a corte

ACI 318 21.2.1

φ = 0.75

Cortante nominal

$$V_e \leq \phi V_n \quad V_e \leq 4V_c$$

$$V_e \leq \phi V_n \leq \phi * 5 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * bw * d$$

OK

hw/lw	9.23		
Cuantía para acero trsversal (ρs)	0.0004	-	Aci 318 19 18.4.1
Espaciamento (s)	20	cm	
Acero a corte (Av)	0.29	cm ²	
Acero colocado	2	φ	10 @ 20 cm
Cuantía colocada	0.0020	-	OK
φVn	66.75	T	

Cortante nominal para muros

ACI 318 19 18.4.1

$$V_n = (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) A_{cv} \quad (18.10.4.1)$$

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$$

$$\alpha_c = 0.80 \text{ para } \frac{h_w}{l_w} \leq 1.5$$

$$\alpha_c = 0.53 \text{ para } \frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$$

1.5 DISEÑO DE CABEZALES

σ_{max} (formula 1)	182.4	kg/cm ²
σ_{max} (formula 2)	182.4	kg/cm ²
$0.2 f'c$	56	kg/cm ²

Requiere Cabezales

Requerimiento de cabezales

ACI 318 19 18.10.6.3

$\sigma_{max} \geq 0.2f'c \rightarrow$ Requiere cabezales

1.6 PROPIEDADES DE LOS CABEZALES

a) Longitud $>(c-0.1l_w, c/2)$ ACI 18.10.6.4

Cabezal 1

C_{max}	34	cm
$C-0.1*l_w$	21	cm
$C/2$	17	cm
Longitud a confinar (longitud de cabezal especial)	21	cm

OK

Longitud del elemento de borde

ACI 318 19 18.10.6.4 (a)

$$t_{cabezal} \geq \max\left(c - 0.1l_w, \frac{c}{2}\right)$$

Cabezal 2

C_{max}	22	cm
$C-0.1*l_w$	9	cm
$C/2$	11	cm
Longitud a confinar (longitud de cabezal especial)	11	cm

OK

b) Ancho mínimo en lo largo ACI 18.10.6.4

$$h/16 \geq \frac{h}{16} \quad b \geq \frac{h}{16}$$

OK

Ancho mínimo del elemento de borde

ACI 318 19 18.10.6.4 (b)

c) Ancho mínimo (Para muros largos) ACI 18.10.6.4

hw/lw	9.23
c/lw	0.3

OK

Ancho mínimo del elemento de borde

ACI 318 19 18.10.6.4 (c)

$$\text{si } \frac{hw}{lw} > 2 \text{ y } \frac{c}{lw} > \frac{3}{8} \rightarrow b > 30 \text{ cm}$$

1.7. REFUERZO TRANSVERSAL EN EL CABEZAL ESPECIAL

En la columna

Cabezal	1	2	
Espaciamiento (s)	10.00	10.00	cm
Espaciamiento elegido	10	10	cm
h''	32	32	cm
Área de la sección (Ag)	1200	1200	cm ²
Área confinada (Ach)	704	704	cm ²
Ash_1	4.51	4.51	cm ²
Ash_2	1.92	1.92	cm ²
Av	4.51	4.51	cm ²

AcI 318 19 18.10.6.4

AcI 318 19 18.10.6.4

Cabezal #1	Acero transversal colocado	4	ϕ	12	@	10 cm
	Acero colocado	4.52	cm ²	OK		

Cabezal #2	Acero transversal colocado	4	ϕ	12	@	10 cm
	Acero colocado	4.52	cm ²	OK		

Ramas largas

h''	22	22	cm
Área de la sección (Ag)	1200	1200	cm ²
Área confinada (Ach)	704	704	cm ²
Ash_1	3.10	3.10	cm ²
Ash_2	1.32	1.32	cm ²
Av	3.10	3.10	cm ²

AcI 318 19 18.10.6.4

AcI 318 19 18.10.6.4

Cabezal #1	Acero transversal colocado	3	ϕ	12	@	10 cm
	Acero colocado	3.39	cm ²	OK		

Cabezal #2	Acero transversal colocado	3	ϕ	12	@	10 cm
	Acero colocado	3.39	cm ²	OK		

Espaciamento mínimo para refuerzo transversal

ACI 318 19 18.10.6.4 (e)

$$s \leq \left(\frac{b}{3}, \frac{h}{3}, 6\phi, 10\right)$$

Refuerzo transversal para cabezales

Tabla ACI 318 19 18.10.6.4 (g)

Refuerzo transversal	Expresiones aplicables	
	Mayor de	
$s_{min}(s)$ para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos	Mayor de	$0.3 \left(\frac{A_c}{A_s}\right) \frac{f_c}{f_{st}}$ (a)
		$0.09 \frac{f_c}{f_{st}}$ (b)
s_p para estribos o estribos cerrados de confinamiento circulares	Mayor de	$0.45 \left(\frac{A_c}{A_s}\right) \frac{f_c}{f_{st}}$ (c)
		$0.12 \frac{f_c}{f_{st}}$ (d)

1.8. ESPACIAMIENTO VERTICAL

En la columna

Ramas cortas

Espaciamento vertical real (hx)	Cabezal		cm
	1	2	
Condición (35 cm, 2/3 b)	OK	OK	-

Ramas largas

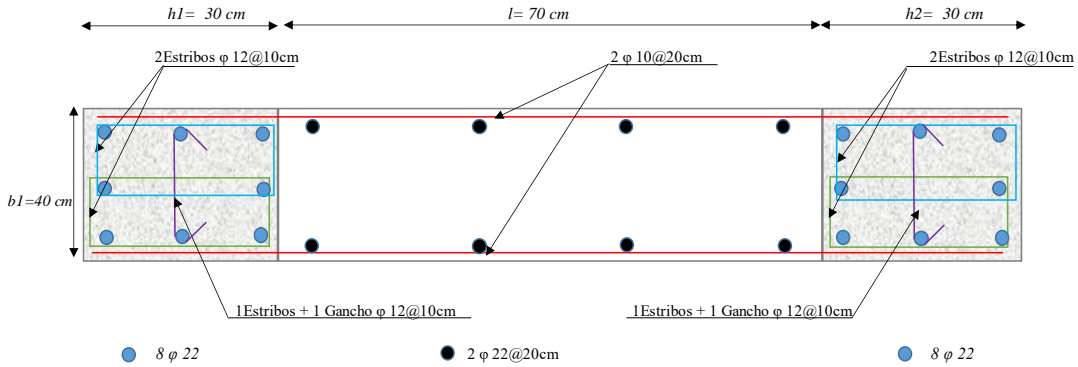
Espaciamento vertical real (hx)	Cabezal		cm
	1	2	
Condición (35 cm, 2/3 b)	OK	OK	-

Espaciamento entre varillas longitudinales

ACI 318 19 18.10.6.4 (f)

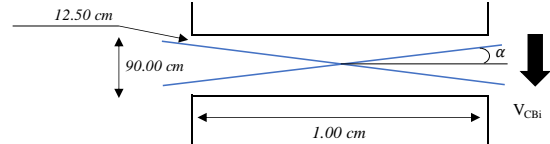
$$hx \leq (35 \text{ cm} \cdot \frac{2}{3} b)$$

ARMADO



DISEÑO DE VIGAS DE ACOPLE

Separación de la diagonal	12.5	cm
Ángulo α de la viga de acople	0.58	rad
Área de acero de las diagonales (A_{sd})	2.56	cm ²



#	Φ [mm]	$A_{s \text{ cal}}$ [cm ²]	Chequeo
4	12	4.52	OK

Área de acero de las diagonales

ACI 318 19 18.10.7.4 (a)

$$V_p = 2A_{sd}f_s \sin \alpha \leq 0.83\sqrt{f'_c}A_{cp}$$

Número de barras diagonales

ACI 318 19 18.10.7.4 (b)

$$\# \text{Barras} \geq 4$$

REFUERZO TRANSVERSAL DE LAS DIAGONALES

Ancho mínimo de la diagonal ($b_w/2$)	17.50	cm	
Ancho de la diagonal adoptado	20	cm	
Alto mínimo de la diagonal ($b_w/5$)	7.00	cm	
Alto de la diagonal adoptado	20	cm	
Separación horizontal de la diagonal	18.8	cm	OK
Separación vertical de la diagonal	18.8	cm	OK

Ancho mínimo de la refuerzo diagonal

ACI 318 19 18.10.7.4 (c)

$$\geq \frac{b_w}{2}$$

Alto mínimo de la refuerzo diagonal

ACI 318 19 18.10.7.4 (c)

$$\geq \frac{b_w}{5}$$

Acero transversal de la diagonal

Recubrimiento de la diagonal (rd) 2 cm AcI 318 19 20.5.1

s [cm]	s adoptado [cm]	Ash1 [cm ²]	Ash2 [cm ²]	As [cm ²]	# ramales	Φ [mm]	$A_{s \text{ cal}}$ [cm ²]	Chequeo
7.2	10	1.2	1.76	1.76	2	12	2.26	OK

Refuerzo transversal de las diagonales

ACI 318 19 18.10.7.4 (c)

$$(i) 0.09sb \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

$$(ii) 0.3sb \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL EN TODA LA SECCIÓN DE LA VIGA

Acero de piel

Espaciamiento vertical	20	cm	El espaciamiento no debe exceder de 30 cm		
A_{sk} Dirección vertical	1.40	cm ²			
Acero colocado	2	φ	12	@	20 cm
Acero colocado	2.26	cm ²	OK		
# de varillas a colocar	4	-			

Acero de piel para la viga de acople

ACI 318 19 18.10.7.4 (c)

$$A_{sk} = 0.00b_w * s$$

Acero longitudinal

Acero mínimo a flexión	9.68	cm ²			
Acero colocado	4	φ	18		
Acero colocado	10.18	cm ²	OK		

Acero longitudinal para toda la sección de la viga

ACI 318 19 9.6.1.2 (b)

$$\frac{14}{f_y} * b_w * d$$

Acero transversal de la viga

Espaciamiento vertical	10.8	cm			
Espaciamiento vertical	20	cm			
Acero colocado	1	φ	12	@	20 cm

Espaciamiento para el refuerzo transversal

$$s \leq (d/4, 6\phi)$$

ESQUEMA DE VIGA DE ACOUPLE

Acero longitudinal en el perímetro de la viga:

- 4 φ 18

Acero de refuerzo de las diagonales por piso:

- 4 φ 12

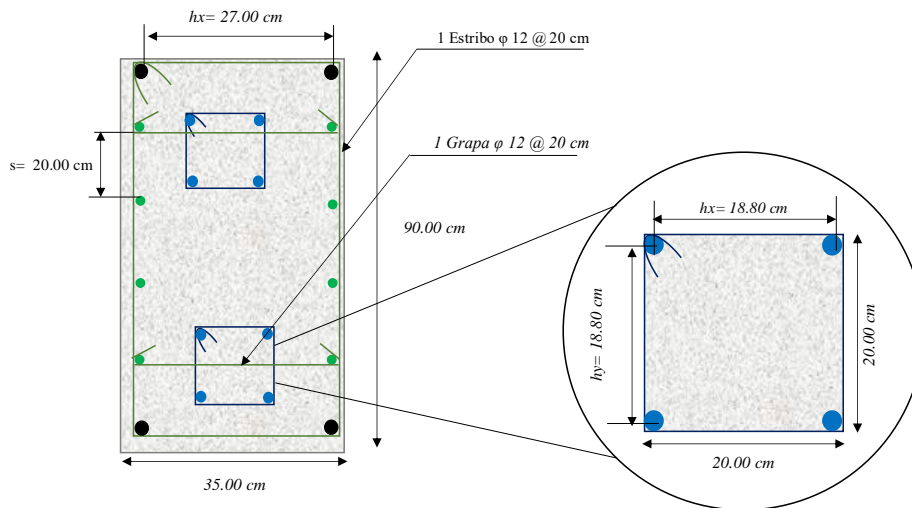
Acero de piel en el perímetro de la viga:

- 2 φ 12 @ 20 cm

Acero transversal para las diagonales por piso:

- 1 Estribos φ 12 @ 10 cm

Corte A-A:



Vista lateral:

- Nota: Las grapas se colocarán únicamente en el recorrido de las diagonales

