

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**APLICACIÓN DEL DDBD (DIRECT DISPLACEMENT BASED DESIGN) Y COMPARACIÓN CON EL FBD (FORCE BASED DESIGN) EN ESTRUCTURAS REGULARES DE 5 A 20 PISOS.
(ENFOCADO A EVALUAR GEOMETRÍA ESTRUCTURAL)**

ESTRUCTURAS DE MUROS EN CANTILEVER DE HORMIGÓN ARMADO

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

GANDY EMANUEL CHUQUÍN LEAL

gandyemanuel1331@gmail.com

DIRECTOR: PhD. DIEGO ANDRÉS SOSA CAIZA

diego.sosac@epn.edu.ec

DMQ, febrero 2023

CERTIFICACIONES

Yo, GANDY EMANUEL CHUQUÍN LEAL 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.



GANDY EMANUEL CHUQUÍN LEAL

Certifico que el presente trabajo de integración curricular fue desarrollado por GANDY EMANUEL CHUQUIN LEAL, bajo mi supervisión.



DIEGO ANDRÉS SOSA CAIZA
DIRECTOR

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.

GANDY EMANUEL CHUQUÍN LEAL

DIEGO ANDRÉS SOSA CAIZA

DEDICATORIA

A mis padres, Galo y Diana, por su incondicional apoyo durante todo este proceso, sin su amor y consejos este logro no hubiera sido posible.

AGRADECIMIENTO

A la Escuela Politécnica Nacional y en especial, a los docentes de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental por haber compartido conmigo sus conocimientos y experiencia.

Al PhD. Diego Sosa, por su tiempo y dedicación al guiarme en el desarrollo de este trabajo de integración curricular y así, permitirme finalizarlo con éxito

A mis padres, por su constante motivación y por impulsarme cada día a ser una mejor persona. Gracias por estar ahí en cada logro y en cada tropiezo, y, sobre todo, por nunca dejarme caer.

A Alejandra, por estar junto a mí en cada momento, brindarme su amor y motivarme a cumplir mis objetivos.

A mis amigos, por su compañerismo, amistad y apoyo durante toda esta etapa académica.

ÍNDICE DE CONTENIDO

| | |
|---|-----|
| CERTIFICACIONES..... | I |
| DECLARACIÓN DE AUTORÍA..... | II |
| DEDICATORIA..... | III |
| AGRADECIMIENTO..... | IV |
| ÍNDICE DE CONTENIDO..... | V |
| ÍNDICE DE FIGURAS | VII |
| ÍNDICE DE TABLAS | IX |
| RESUMEN | X |
| ABSTRACT | XI |
| 1 DESCRIPCIÓN DEL COMPONENTE DESARROLLADO | 1 |
| 1.1 Objetivo general | 3 |
| 1.2 Objetivos específicos | 3 |
| 1.3 Alcance | 3 |
| 1.4 Marco teórico | 4 |
| 2 METODOLOGÍA | 19 |
| 2.1 Descripción del proyecto | 19 |
| 2.2 Cargas gravitacionales..... | 20 |
| 2.3 Predimensionamiento de elementos estructurales..... | 21 |
| 2.4 Aplicación del diseño basado en fuerzas | 24 |
| 2.5 Modelación estructural | 29 |
| 2.6 Aplicación del DDBD | 34 |
| 3 RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES..... | 49 |
| 3.1 Resultados obtenidos mediante FBD | 49 |
| 3.2 Resultados obtenidos mediante DDBD | 52 |

| | | |
|-----|----------------------------------|-----|
| 3.3 | Comparación de resultados | 56 |
| 3.4 | Conclusiones..... | 60 |
| 3.5 | Recomendaciones..... | 62 |
| 4 | REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 64 |
| 5 | ANEXOS..... | 66 |
| | ANEXO I..... | 66 |
| | ANEXO II..... | 67 |
| | ANEXO III..... | 76 |
| | ANEXO IV | 82 |
| | ANEXO V | 86 |
| | ANEXO VI | 89 |
| | ANEXO VII | 94 |
| | ANEXO VIII | 99 |
| | ANEXO IX | 111 |
| | ANEXO X | 113 |
| | ANEXO XI | 116 |
| | ANEXO XII | 119 |
| | ANEXO XIII | 125 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 1.1. Puntos importantes diagrama Momento-Curvatura. | 7 |
| Figura 1.2. Simplificación bilineal del diagrama Momento-Curvatura. | 8 |
| Figura 1.3. Distribución de curvatura de una columna empotrada sometida a una fuerza lateral en su extremo. | 10 |
| Figura 1.4. Modelo de rótula plástica de Priestley. | 10 |
| Figura 1.5. Espectro de respuesta de desplazamiento. | 12 |
| Figura 1.6. Espectro de diseño de desplazamiento. | 13 |
| Figura 1.7. Gráfico Fuerza-Desplazamiento para el rango elástico. | 14 |
| Figura 1.8. Curva histerética. | 14 |
| Figura 1.9. Espectro de desplazamiento para un amortiguamiento diferente al 5%. | 15 |
| Figura 1.10. Determinación del periodo efectivo en base al amortiguamiento equivalente. | 16 |
| Figura 2.1. Esquema en planta edificaciones. | 19 |
| Figura 2.2. Espectro de respuesta elástico de aceleraciones. | 25 |
| Figura 2.3. Ingreso de coeficiente de corte basal C edificación Tipo 1. | 31 |
| Figura 2.4. Ingreso de coeficiente de corte basal C edificación Tipo 2. | 31 |
| Figura 2.5. Ingreso de coeficiente de corte basal C edificación Tipo 3. | 32 |
| Figura 2.6. Perfil de desplazamiento para muros en cantiléver. | 34 |
| Figura 2.7. Desplazamiento elástico en muros. | 35 |
| Figura 2.8. Espectro de diseño de desplazamiento escalado. | 39 |
| Figura 2.9. Caso normal de diseño. | 39 |
| Figura 2.10. Caso especial de diseño A. | 41 |
| Figura 2.11. Caso especial de diseño B. | 42 |
| Figura 2.12. Influencia de los efectos P- Δ | 44 |
| Figura 2.13. Envolturas de diseño simplificadas para muros en cantiléver. | 46 |
| Figura 3.1. Armado requerido por FBD del muro perteneciente a la Edificación 1 (6 Niv). | 51 |
| Figura 3.2. Armado requerido por FBD del muro perteneciente a la Edificación 2 (12 Niv). | 51 |
| Figura 3.3. Armado requerido por FBD del muro perteneciente a la Edificación 3 (18 Niv). | 51 |
| Figura 3.4. Perfiles de desplazamiento mediante el modelo de rótula plástica de Priestley. | 53 |
| Figura 3.5. Perfiles de desplazamiento aplicando el límite máximo de deriva. | 54 |

| | |
|--|-----|
| Figura 3.6. Armado requerido por DDBD del muro perteneciente a la Edificación 1 (6 Niv). | 55 |
| Figura 3.7. Armado requerido por DDBD del muro perteneciente a la Edificación 2 (12 Niv). | 56 |
| Figura 3.8 Armado requerido por DDBD del muro perteneciente a la Edificación 3 (18 Niv). | 56 |
| Figura 3.9. Perfiles de desplazamiento obtenidos mediante FBD y DDBD..... | 57 |
| Figura 3.10. Perfiles de deriva de piso obtenidos mediante FBD y DDBD. | 58 |
| Figura 3.11. Variación del cortante en la base obtenido mediante FBD y DDBD. | 59 |
| Figura 3.12. Variación del momento en la base obtenido mediante FBD y DDBD. | 59 |
| Figura 5.1. Secuencia de operaciones para FBD..... | 66 |
| Figura 5.2. Perfil de deformaciones correspondientes a la primera fluencia y acciones internas en una sección rectangular de H.A..... | 67 |
| Figura 5.3. Perfil de deformaciones correspondiente al estado límite de serviciabilidad. . | 68 |
| Figura 5.4. Definición del hormigón $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ en ETABS. | 82 |
| Figura 5.5. Definición del acero de refuerzo Grado 60 en ETABS..... | 83 |
| Figura 5.6. Definición sección viga 30x50cm en ETABS..... | 84 |
| Figura 5.7. Definición sección columna 65x65cm en ETABS..... | 84 |
| Figura 5.8. Definición muro de corte de espesor 25 cm en ETABS..... | 85 |
| Figura 5.9. Vista tridimensional edificación Tipo 1 (6 Niveles)..... | 86 |
| Figura 5.10. Vista tridimensional edificación Tipo 2 (12 Niveles)..... | 87 |
| Figura 5.11. Vista tridimensional edificación Tipo 3 (18 Niveles)..... | 88 |
| Figura 5.12. Determinación del cortante basal edificación Tipo 1. | 90 |
| Figura 5.13. Determinación del cortante basal edificación Tipo 2. | 91 |
| Figura 5.14. Determinación del cortante basal edificación Tipo 3. | 93 |
| Figura 5.15. Diagrama de interacción de muro (Sección I). | 94 |
| Figura 5.16. Diagrama de interacción sección 35x35cm (12 ϕ 12mm). | 113 |
| Figura 5.17. Diagrama de interacción sección 65x65cm (16 ϕ 20mm). | 113 |
| Figura 5.18. Diagrama de interacción sección 40x40cm (12 ϕ 14mm). | 114 |
| Figura 5.19. Diagrama de interacción sección 65x65cm (16 ϕ 22mm). | 114 |
| Figura 5.20. Diagrama de interacción sección 50x50cm (12 ϕ 18mm). | 114 |
| Figura 5.21. Diagrama de interacción sección 80x80cm (18 ϕ 25mm). | 115 |

ÍNDICE DE TABLAS

| | |
|--|-----|
| Tabla 2.1. Altura mínima de vigas..... | 21 |
| Tabla 2.2. Factor de sobrecarga del elemento..... | 23 |
| Tabla 2.3. Espesor mínimo del muro | 24 |
| Tabla 2.4. Requisitos para el diseño de segmentos verticales de muro..... | 24 |
| Tabla 2.5. Terminología espectro de aceleraciones..... | 25 |
| Tabla 2.6. Coeficientes de amplificación..... | 26 |
| Tabla 2.7. Factor de amplificación espectral..... | 26 |
| Tabla 2.8. Factor de importancia según la categoría de uso..... | 28 |
| Tabla 2.9. Valores de k..... | 29 |
| Tabla 2.10. Secciones consideradas en la modelación estructural..... | 29 |
| Tabla 2.11. Momentos de inercia para análisis elástico..... | 30 |
| Tabla 3.1. Control de deflexiones en vigas..... | 49 |
| Tabla 3.2. Secciones de columnas..... | 49 |
| Tabla 3.3. Cortante basal método de las fuerzas..... | 50 |
| Tabla 3.4. Derivas elásticas y plásticas (inelásticas)..... | 50 |
| Tabla 3.5. Secciones finales de muros (FBD)..... | 50 |
| Tabla 3.6. Perfil de desplazamientos y derivas mediante el modelo de rótula plástica de Priestley..... | 52 |
| Tabla 3.7. Perfil de desplazamientos y derivas mediante aplicando el límite máximo de deriva..... | 53 |
| Tabla 3.8. Cortantes y momentos obtenidos mediante DDBD..... | 54 |
| Tabla 3.9. Secciones finales de muros (DDBD)..... | 55 |
| Tabla 3.10. Desplazamiento lateral obtenido mediante FBD y DDBD..... | 57 |
| Tabla 3.11. Deriva de piso inelástica obtenida mediante FBD y DDBD..... | 58 |
| Tabla 3.12. Cuantía de refuerzo longitudinal en muros obtenida mediante FBD y DDBD..... | 59 |
| Tabla 3.13. Cortante y momento en la base..... | 59 |
| Tabla 5.1. Deflexión máxima admisible..... | 111 |

RESUMEN

En la ingeniería sísmica existe variedad de métodos y procedimientos de análisis que permiten evaluar el comportamiento y afectación de un sistema estructural frente a cargas ocasionadas por sismos, de entre estos, destaca uno por ser el más utilizado a lo largo de la historia y en la actualidad, su uso es obligatorio, éste es el diseño basado en fuerzas (FBD). El procedimiento del FBD se fundamenta en calcular la fuerza cortante basal utilizando el espectro de diseño de aceleración y el periodo elástico esperado de la estructura. Su aplicación no está exenta de incertidumbres, desde la estimación de rigidez inicial hasta la reducción de resistencia sísmica por medio de factores que varían dependiendo de la normativa de diseño y que asumen un mismo nivel de ductilidad para todas las estructuras de una misma tipología.

Debido a las deficiencias vinculadas al diseño basado en fuerzas se han impulsado nuevos procedimientos cuyo fin es proveer soluciones de desplazamiento adecuadas a los problemas de ingeniería sísmica. De esta manera, se presenta al diseño directo basado en desplazamientos (DDBD), planteado por Priestley, Calvi & Kowalski (2007), donde la fuerza generada por el sismo se determina definiendo un desplazamiento de diseño, el cual puede estar asociado a diferentes estados límites o restringido por códigos de diseño y, la rigidez y resistencia, dejan de ser variables para ser calculadas como resultados finales de este procedimiento.

PALABRAS CLAVE: diseño basado en desplazamientos, diseño basado en fuerzas, rigidez, muros en cantilever, ingeniería sísmica, estructuras de hormigón armado.

ABSTRACT

In seismic engineering there is a variety of analysis methods and procedures that allow evaluating the performance and affectation of a structural system against seismic loads, among these, force-based design (FBD) stands out. The FBD procedure is based on the determination of the shear force at the structure's base using the design acceleration spectrum and the expected elastic period of the structure. Its application is not exempt from uncertainties, from the initial stiffness estimate to the seismic resistance reduction through factors that vary depending on the design codes and that assume the same level of ductility for all structures of the same type.

Due to the deficiencies related to force-based design, new procedures have been developed, whose objective is to provide adequate displacement solutions to seismic engineering problems. In this way, the Direct Displacement-Based Design (DDBD) is presented, proposed by Priestley, Calvi & Kowalski (2007), where the seismic force is determined by defining a design displacement, which can be associated to different limit states or restricted by design codes. On the other hand, stiffness is no longer a design variable and is calculated as a result of this procedure.

KEYWORDS: seismic engineering, force-based design, direct displacement-based design, stiffness, cantilever walls, reinforced concrete structures.

1 DESCRIPCIÓN DEL COMPONENTE DESARROLLADO

El componente busca comparar la metodología del Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD) y del Diseño Basado en Fuerzas (FBD), en base a lo establecido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción, en estructuras regulares de muros en cantiléver de hormigón armado de 5 a 20 pisos.

En nuestro medio, el FBD es una metodología de diseño ampliamente difundida y de uso obligatorio, por otro lado, a pesar de que el DDBD no es una alternativa nueva ya que la NEC establece como opcional su uso, ésta es poco conocida. Sin embargo, el DDBD tiene la ventaja de incluir en el diseño el nivel de daño estructural, lo que la vuelve adecuada para regiones donde se espera daño de la estructura después de un sismo

Se realiza el diseño de tres estructuras de diferente geometría, en donde se estudiará y comparará: secciones, cortante basal, cuantías de acero de refuerzo y derivas, obtenidas mediante las metodologías analizadas (DDBD y FBD). Para lo cual, se considerará como constante el tipo de suelo (roca) y el $PGA=0.4g$ (Peak ground acceleration) para evaluar únicamente la influencia de la configuración geométrica.

Para las tres edificaciones, de 6, 12 y 18 pisos, se define la geometría con tres vanos en cada dirección, con una distancia entre ejes de seis metros, los muros se colocan de manera simétrica en cada dirección con el fin de evitar efectos de rotación en planta, partiendo de esta configuración, se determinan las secciones requeridas en base a un prediseño realizado según lo establecido por la norma ACI318-19. La metodología de cálculo del FBD se emplea acatando lo estipulado en el apartado 6.3. de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2014), de donde finalmente se obtiene el corte basal de la edificación, mismo que será soportado principalmente por los muros en cantilever. Las solicitaciones (fuerza axial, corte y momento) requeridas para el diseño y detallamiento de los muros, desplazamientos y derivas se obtienen mediante la realización de un modelo estructural computacional.

El procedimiento realizado para la aplicación del diseño directo basado en desplazamientos se rige al que Priestley, Calvi & Kowalsky (2007) plantean en su texto "Displacement-Based Design of Structures", en donde la metodología de aplicación se plantea en función de la tipología estructural. Este método se fundamenta en la conversión de un sistema de múltiples grados de libertad a uno equivalente de 1 GDL, y la posterior determinación de sus características principales: desplazamiento objetivo, masa efectiva del sistema y amortiguamiento efectivo. Se evalúa la mayor demanda espectral de desplazamiento para el amortiguamiento calculado y se determinan tanto el periodo como la rigidez efectiva,

para finalmente obtener la demanda a corte y momento, misma que será amplificada tanto por efectos de segundo orden como por efectos de endurecimiento y sobre resistencia de materiales.

Finalmente, los muros estructurales se diseñan basándose en los principios de la filosofía del diseño por capacidad, empleando las consideraciones y recomendaciones establecidas en el Capítulo 18-Estructuras sismo resistentes de la norma ACI318-19 para satisfacer las sollicitaciones de flexocompresión, corte y confinamiento.

1.1 Objetivo general

Aplicar el procedimiento DDBD (Direct Displacement Based Design) y comparar con la metodología FBD (Force Based Design) en edificaciones de muros en cantiléver de hormigón armado con geometrías regulares.

1.2 Objetivos específicos

1. Estudiar y aplicar el método DDBD aplicado a estructuras de muros en cantiléver de hormigón armado de 5 a 20 pisos en base a la metodología establecida en el texto "*Displacement-Based Seismic Design of Structures*" (Priestley et al., 2007).
2. Aplicar el Diseño Basado en Fuerzas para estructuras de muros en cantiléver de hormigón armado de 5 a 20 pisos según lo estipulado en el capítulo "Diseño Sismo Resistente" de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2014).
3. Definir tres geometrías y materiales típicos de estructuras formales del Ecuador.
4. Evaluar diferencias referentes a secciones, cortante basal, cuantía de acero de refuerzo y derivas obtenidas con DDBD y FBD.
5. Realizar hojas de cálculo para la aplicación de los métodos FBD y DDBD.

1.3 Alcance

El componente evaluará diferencias en cortante basal, cuantía de armados y derivas obtenidas con DDBD y FBD de estructuras de muros en cantiléver de hormigón armado de tres geometrías diferentes para edificaciones de 6, 12 y 18 pisos, respectivamente. Además, con el objetivo de promover el diseño directo basado en desplazamientos, el componente comparará una metodología tradicional como lo es el FBD con una alternativa poco difundida como el DDBD. Para el estudio de las cargas sísmicas, para ambas filosofías de diseño, se empleará el uso del análisis estático lineal y lo estipulado por la NEC-SE-DS. Las tres estructuras se emplazarán en la ciudad de Quito, sobre un perfil de suelo tipo B según lo definido por NEC-SE-DS sección 3.2.1., los materiales considerados serán acero de refuerzo Grado 60 ($f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$) y concreto de peso normal cuyo módulo de resistencia a la compresión será 280 kg/cm^2 .

1.4 Marco teórico

Diseño basado en fuerzas (FBD)

El diseño basado en fuerzas se ha convertido, a lo largo del tiempo, en el método tradicionalmente más utilizado para análisis sísmico y, la NEC, establece su uso obligatorio para el proceso de diseño de edificaciones sismorresistentes.

El concepto del FBD no muestra de manera directa el desempeño de la estructura contra los efectos del sismo, esto debido a que, comúnmente, el análisis por fuerzas se realiza de forma lineal, dicho de otro modo, se asume una relación directamente proporcional entre fuerzas y desplazamientos. El procedimiento del FBD se basa en el cálculo del cortante basal resultante del movimiento dinámico del sismo utilizando el espectro de diseño de aceleración y el periodo elástico esperado de la estructura. En este procedimiento, las cargas estáticas se aplican sobre la estructura con magnitudes y direcciones que se aproximan mucho a los efectos de las cargas dinámicas causadas por el sismo. Las fuerzas laterales concentradas debidas a la carga dinámica tienden a ocurrir en cada piso de la edificación, donde existe concentración de masa. Además, estas fuerzas tienden a seguir la forma modal fundamental del edificio, en otras palabras, su magnitud aumenta mientras más altos son los niveles de la edificación. Por lo tanto, los mayores desplazamientos y fuerzas laterales ocurren en el nivel superior de la edificación. Estos efectos se modelan en procedimientos de fuerza lateral estática equivalentes de la mayoría de los códigos de diseño al colocar una fuerza en cada piso de la edificación, que es directamente proporcional a la altura (ElAttar, Zaghaw, & Elansary, 2014).

El FBD emplea la aplicación de factores de reducción de resistencia con el objetivo de regular el daño en la estructura. La rigidez se asume independientemente de la resistencia y el periodo de vibración se aproxima sin tomar en consideración la resistencia al principio del diseño. La carga sísmica se reduce por medio de la utilización de factores de reducción de resistencia sísmica (R), los cuales cambian entre las normativas de diseño de cada país y suponen que todas las estructuras de una misma tipología alcanzarán iguales grados de redundancia, ductilidad y sobre resistencia (Suárez, 2009).

La secuencia de operaciones requerida en el FBD se resume en la Figura 5.1. (ANEXO I), tal como lo indica Priestley et al. (2007).

Necesidad del Diseño Basado en Desplazamientos (DBD)

Los sismos generan fuerzas y desplazamientos en las edificaciones, para los sistemas elásticos, estos están relacionados por la rigidez del sistema, pero para las estructuras que responden de manera inelástica, la relación se vuelve compleja y pasa a depender tanto del desplazamiento actual como de la historia del desplazamiento durante la respuesta sísmica, según Priestley et al. (2007), para sistemas inelásticos, la resistencia es menos importante que el desplazamiento, por este motivo, parecería más lógico utilizar el desplazamiento como base de diseño.

Históricamente, el diseño estructural sísmico se ha basado primordialmente en las fuerzas y normalmente, las estructuras son diseñadas para niveles de fuerza elástica menores a los calculados, esto porque se entiende que las estructuras bien diseñadas poseen ductilidad y pueden deformarse inelásticamente hasta alcanzar las deformaciones requeridas impuestas por el sismo sin sufrir pérdida de resistencia, lo cual implica daño, pero no colapso. La ductilidad se puede relacionar con cualquier medida de deformación y puede ser entendida como la división entre la deformación máxima y la deformación efectiva de fluencia.

A pesar de que el actual FBD ha mejorado notablemente, existen muchos problemas con el procedimiento, especialmente cuando se aplica a estructuras de hormigón armado. Entre estos problemas se tiene que el FBD se basa en las estimaciones de rigidez inicial para hallar el periodo y la asignación de las fuerzas de diseño hacia los elementos que conforman la estructura, pero la rigidez no puede conocerse hasta haber completado el proceso de diseño debido a que precisa de la resistencia de estos (Priestley et al., 2007).

Otro inconveniente de esta metodología es que asignar la fuerza debida al sismo entre los elementos basándose en la rigidez inicial es ilógico para gran parte de las estructuras, porque asume erróneamente que los diferentes elementos pueden ser obligados a ceder al mismo tiempo. Adicionalmente, el FBD supone que los factores de reducción de la fuerza son adecuados para un sistema estructural y material dado.

Las deficiencias vinculadas al FBD se han reconocido desde hace algún tiempo, ya que se ha conseguido valorar de mejor manera la importancia de la deformación, en lugar de la resistencia, para analizar el comportamiento sísmico. Como consecuencia, se han desarrollado nuevos métodos, los cuales poseen el mismo objetivo: proporcionar soluciones de desplazamiento satisfactorias a los problemas de diseño sísmico. Es así como, el DDBD es el más satisfactorio intelectualmente y el mejor equipado para abordar las deficiencias del FBD, este enfoque se ha desarrollado de forma completa y ha sido

aplicado a una categoría más amplia de estructuras debido a que es el método más simple de emplear y se adapta mejor a la integración en las normativas de diseño sísmico (Priestley et al., 2007).

Ductilidad

Según Sosa (2022), la ductilidad es la habilidad que posee una estructura para ser deformada dentro del rango no lineal para numerosos ciclos sin que haya pérdida representativa de rigidez y resistencia, se puede cuantificar de la siguiente manera:

$$Ductilidad (\mu) = \frac{Punto\ de\ interés}{Fluencia}$$

El punto de interés corresponde al estado límite (LS por sus siglas en inglés) elegido, el cual puede ser: fluencia del acero, serviciabilidad, control de daño o daño cercano al colapso. Existen varias formas de definir la ductilidad, por ejemplo:

- En función del material: Ductilidad de deformación

$$\mu_{\varepsilon} = \frac{\varepsilon_{LS}}{\varepsilon_y}$$

- En función de la sección: Ductilidad de curvatura

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_{LS}}{\phi_y}$$

- En función del desplazamiento: Ductilidad de desplazamiento

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_{LS}}{\Delta_y}$$

En edificaciones se emplea la ductilidad debido a la deriva de piso, es decir:

$$\mu_{\theta} = \frac{\theta_{LS}}{\theta_y}$$

Diagrama Momento-Curvatura

El diagrama Momento-Curvatura ($M - \phi$) representa gráficamente la variación del momento flector con respecto a la curvatura que generan en la sección considerada, para un perfil de deformaciones que cumpla con la compatibilidad y equilibrio de acciones internas. Según Chang (2015), la construcción de este diagrama facilita el estudio de la ductilidad de un elemento o sección de concreto reforzado, además de que propicia comprender la redistribución de momentos y el desarrollo de rótulas plásticas.

Para su cálculo es necesario asumir la deformación en la fibra externa, suponer que la deformación se distribuya de manera lineal a lo largo de la profundidad de la sección,

calcular la tensión o compresión generada por los materiales y luego, determinar la ubicación del eje neutro que cumpla con el equilibrio de fuerzas internas. En el ANEXO II se muestran los límites de desempeño junto con el procedimiento empleado para la determinación del diagrama $M - \phi$ y un ejemplo de cálculo.

La relación $M - \phi$ para una sección de hormigón armado es lineal para momentos inferiores al momento de fisura, este diagrama es ampliamente útil debido a que brinda información relacionada a la sobrerresistencia o capacidad nominal de la sección: curvatura de primera fluencia (ϕ_y'), de fluencia equivalente (ϕ_y), curvatura última, ductilidad de curvatura (μ_ϕ), y curvaturas concernientes a los diferentes estados límites de los materiales (García, 2017).

Los puntos importantes del diagrama $M - \phi$ son aquellos donde los materiales fluyen o fallan, tal como se presenta en la Figura 1.1., en donde se aprecian tres puntos: el momento que corresponde al agrietamiento del hormigón a tracción, el momento cuando el acero comienza a fluir y el momento cuando se da el agotamiento de la sección por compresión del hormigón (Almada, Bárcena, & Enciso, 2016).

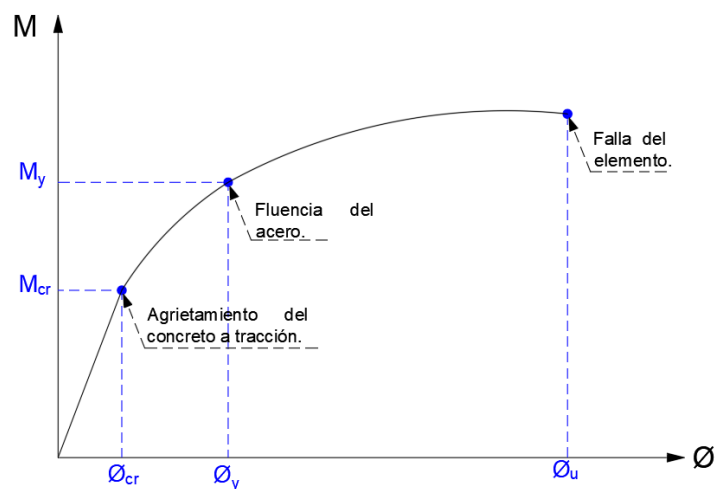


Figura 1.1. Puntos importantes diagrama Momento-Curvatura.

En base a lo mostrado en el ANEXO II, se puede notar que, para la determinación del diagrama $M - \phi$, es necesario determinar la curvatura y el momento para varios niveles de deformación o estados límite, lo cual implica la realización de múltiples cálculos, por este motivo, es posible considerar una simplificación bilineal del diagrama (Figura 1.2.), en donde sólo se necesitan dos puntos: primera fluencia ($M_{y'}, \phi_{y'}$) y estado límite (M_{LS}, ϕ_{LS}) (Sosa, 2022).

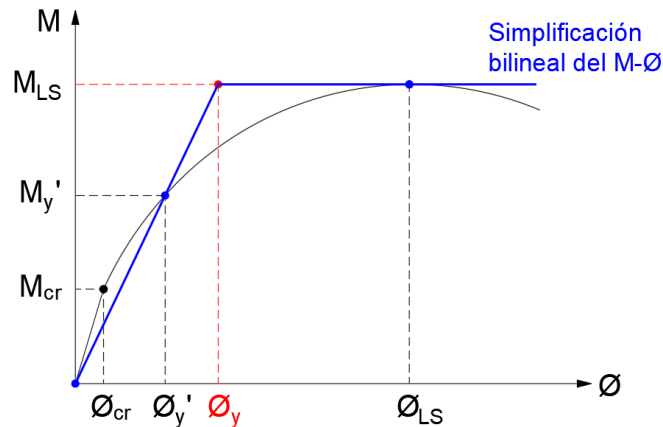


Figura 1.2. Simplificación bilineal del diagrama Momento-Curvatura.

De donde, por semejanza de triángulos, se determina la curvatura de fluencia (ϕ_y):

$$\frac{M_y'}{\phi_y'} = \frac{M_{LS}}{\phi_y}$$

$$\phi_y = M_{LS} * \frac{\phi_y'}{M_y'}$$

Ecuación 1.1. Curvatura de fluencia equivalente en base al modelo bilineal $M-\phi$.

La curvatura de fluencia es un parámetro muy importante debido a que permite evaluar la ductilidad de curvatura de una sección.

Ductilidad de curvatura

La ductilidad de curvatura (μ_ϕ) relaciona a la curvatura en el estado límite escogido (ϕ_{LS}), con la curvatura de fluencia (ϕ_y), también llamada usualmente como la capacidad de ductilidad de una sección, este concepto es ampliamente empleado en la ingeniería sísmica.

$$\mu_\phi = \frac{\phi_{LS}}{\phi_y}$$

Para un estado límite cualquiera (LS) se hace el análisis seccional descrito anteriormente y se calcula ϕ_{LS} . Para la curvatura de fluencia equivalente (ϕ_y), Priestley et al. (2007), recomiendan una serie de expresiones simplificadas las cuales están sujetas a la geometría de la sección:

- Secciones rectangulares de altura h :

$$\phi_y = \frac{2.1 \varepsilon_y}{h}$$

- Secciones circulares de diámetro D :

$$\phi_y = \frac{2.25 \varepsilon_y}{D}$$

- Muros de longitud de pared l_w con aceros distribuidos longitudinalmente:

$$\phi_y = \frac{2.0 \varepsilon_y}{l_w}$$

Donde, ε_y corresponde a la deformación de fluencia del acero y se determina mediante:

$$\varepsilon_y = \frac{1.1 f_y}{E_s}$$

Ecuación 1.2. Deformación de fluencia del acero.

Con,

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero.

E_s : Módulo de elasticidad del acero.

En caso de que la ductilidad por curvatura de una sección o un elemento sea muy baja, es bastante probable que este sufra una falla frágil cuando este acceda al rango no lineal, por este motivo, es fundamental conseguir una adecuada ductilidad con el fin de alcanzar la redistribución de momentos y disipar la mayor energía (Medina, 2012).

Modelo de rótula plástica de Priestley

Los desplazamientos y rotaciones de un elemento, en cualquier punto, se pueden determinar a partir de la distribución de curvatura, empleando el uso del primer y segundo teorema de Área-Momento, de esta manera, la rotación es igual al área obtenida de la distribución de curvatura, mientras que el desplazamiento se calcula mediante el producto entre el área y la distancia al centro de gravedad.

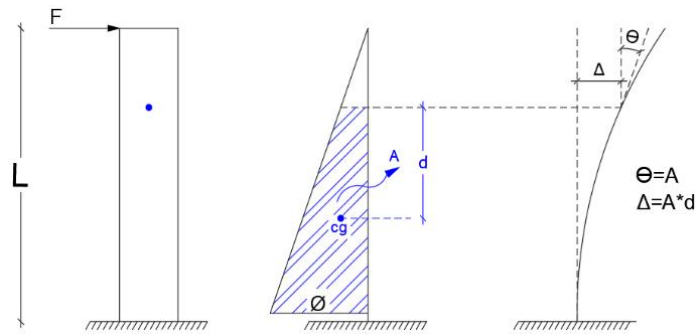


Figura 1.3. Distribución de curvatura de una columna empotrada sometida a una fuerza lateral en su extremo.

Cuando se sobrepasa el momento de primera fluencia (M_y'), es decir, el elemento trabaja dentro del rango no lineal, se tiene una distribución de curvatura que se conforma de un tramo lineal y otro curvo, en este caso, el modelo de rótula plástica de Priestley permite determinar el desplazamiento y la rotación de manera simplificada mediante la distribución de curvatura aproximada, compuesta por figuras geométricas las cuales son fáciles de calcular su área.

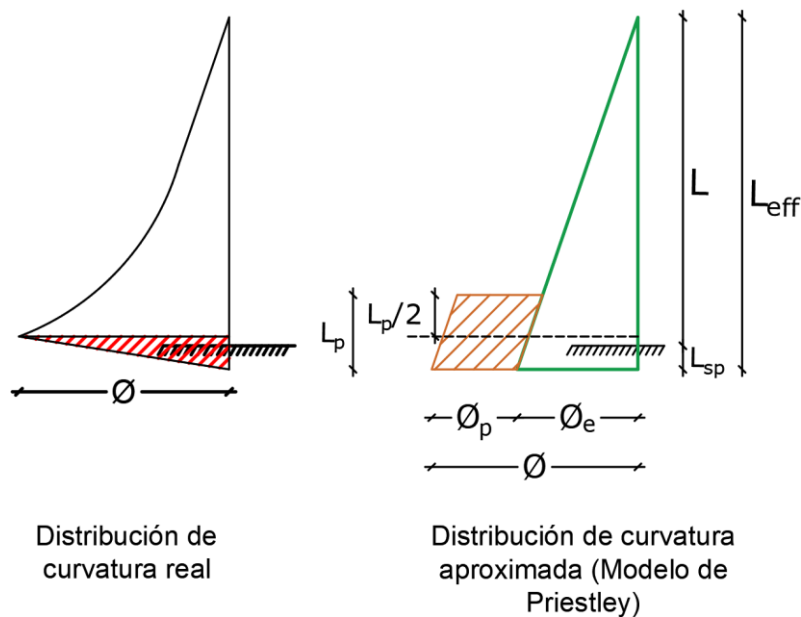


Figura 1.4. Modelo de rótula plástica de Priestley.

Donde,

L_p : Longitud de rótula plástica.

L_{sp} : Longitud de deformación por penetración.

L_{eff} : Longitud efectiva.

ϕ_p : Curvatura plástica.

ϕ_e : Curvatura elástica, cuando se emplea la simplificación bilineal del Momento-Curvatura, la curvatura elástica es igual a la curvatura equivalente.

En base a la figura mostrada previamente, se presentan las ecuaciones que permiten determinar el desplazamiento, mismas que fueron propuestas por Priestley et al. (2007):

$$L_{sp} = 0.002 * f_{ye} * d_b \quad [MPa]$$

Ecuación 1.3. Longitud de deformación por penetración.

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

Ecuación 1.4. Longitud de rótula plástica.

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

Ecuación 1.5. Constante dependiente de las propiedades del acero.

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

Ecuación 1.6. Longitud efectiva.

Donde,

f_{ye} : Esfuerzo de fluencia esperado del acero.

d_b : Diámetro de la varilla longitudinal.

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero.

f_u : Esfuerzo máximo del acero.

Finalmente, aplicando el teorema de área-momento, el desplazamiento se determina mediante:

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

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

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

Ecuación 1.7. Desplazamiento total (Modelo de rótula plástica de Priestley).

Espectro de respuesta

Los espectros de respuesta permiten establecer una relación entre las ondas sísmicas y un sistema estructural, básicamente son las respuestas máximas (aceleraciones, velocidades o desplazamientos) de un oscilador de 1 GDL el cual puede representar a una estructura ya que este posee amortiguamiento, rigidez y masa. Se usan sistemas de 1GDL debido a que se valora el primer modo de vibración de una estructura ya que este es el que provoca que la estructura oscile solamente en una dirección y los sistemas de 1 GDL brindan, específicamente, la posibilidad de valorar el primer modo fundamental de vibración.

Por ejemplo, si se analizan tres estructuras de diferente periodo, sometidas a un mismo registro de aceleración del suelo, se obtendría el siguiente espectro de respuesta de desplazamiento, construido a partir de los desplazamientos máximos correspondientes a cada periodo.

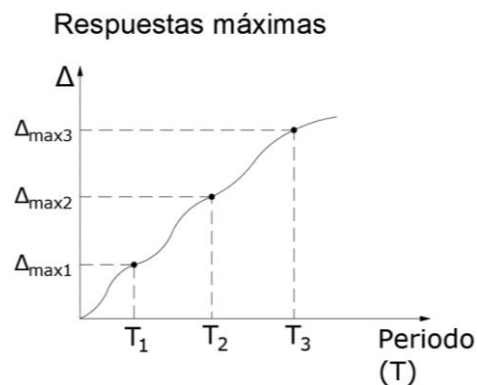


Figura 1.5. Espectro de respuesta de desplazamiento.

Los espectros de respuesta no son usados para diseñar ya que presentan varias limitaciones, por ejemplo, son específicos para un movimiento del suelo y tienen forma irregular.

Por estas razones, es requerido el uso de espectros de diseño, los cuales son una aproximación estadística que representa todas las posibilidades de espectros de respuesta que se pueden construir en sistemas de 1 GDL ante la presencia de una base de datos de sismos. Los espectros de diseño destacan porque intentan representar muchos sismos, tienen una forma uniforme y los códigos de diseño dan lineamientos para su construcción.

Espectro de diseño de desplazamiento

Sosa (2022) especifica que, el espectro de diseño de desplazamiento es de suma importancia para la ingeniería basada en desempeño, este puede ser obtenido mediante tres formas:

- Derivar el espectro de desplazamiento (DRS) a partir del espectro de aceleraciones (ARS).
- Hallar el espectro de desplazamiento en función de ecuaciones de predicción del movimiento del suelo (GMPE).
- Obtener directamente en base a las normativas de diseño.

La norma NEC-SE-DS (2015), apartado 3.3.2, establece los lineamientos para la determinación del espectro elástico de diseño en desplazamientos (con amortiguamiento del 5%) en base al espectro de diseño de aceleraciones detallado en el apartado 3.3.1. de la misma.

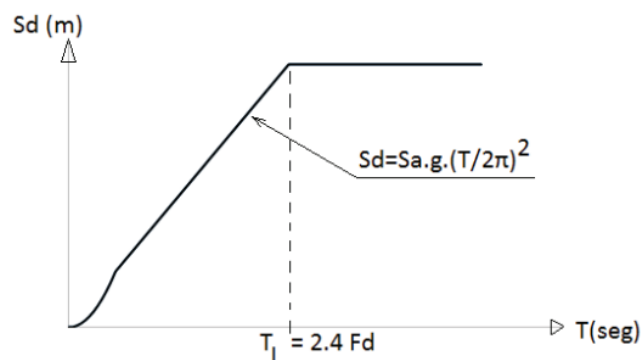


Figura 1.6. Espectro de diseño de desplazamiento.

Fuente: Figura 4, NEC-SE-DS (MIDUVI, 2014).

Donde,

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

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

Amortiguamiento viscoso equivalente

El procedimiento de diseño del DDBD demanda de correlaciones entre el amortiguamiento viscoso equivalente y la ductilidad de desplazamiento (μ_Δ). Cuando una estructura trabaja en el rango elástico, su gráfica Fuerza-Desplazamiento cíclico será una línea:

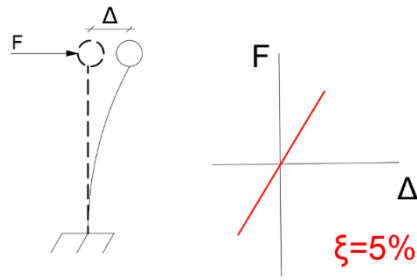


Figura 1.7. Gráfico Fuerza-Desplazamiento para el rango elástico.

Contrario a esto, cuando el desplazamiento produce un daño en la estructura, y se produce fisuramiento en las zonas de mayor concentración de esfuerzos, se tendrá un amortiguamiento hysterético:

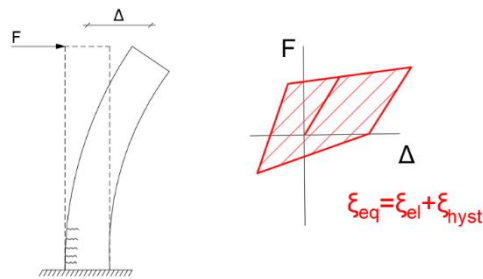


Figura 1.8. Curva hysterética.

De esta manera, el amortiguamiento se determina como la suma del amortiguamiento hysterético y elástico:

$$\xi_{eq} = \xi_{el} + \xi_{hyst}$$

Ecuación 1.8. Amortiguamiento equivalente total.

Donde el amortiguamiento hysterético (ξ_{hyst}) se determina en base a la regla de histéresis adecuada para la estructura en proceso de diseño. Comúnmente, para estructuras de hormigón, la relación de amortiguamiento elástico se adopta como 0.05 con respecto al amortiguamiento crítico. Para estructuras de acero se usa un valor más bajo, típicamente 0.02 (Priestley et al., 2007).

Priestley et al. (2007), en la sección 3.4.3 (c), recomiendan las siguientes expresiones, mismas que dependen del tipo de estructura y del material:

- Edificaciones con muros de concreto: $\xi_{eq} = 0.05 + 0.444 \left(\frac{\mu - 1}{\mu * \pi} \right)$
- Edificaciones de pórticos de concreto: $\xi_{eq} = 0.05 + 0.565 \left(\frac{\mu - 1}{\mu * \pi} \right)$

- Edificaciones de pórticos de acero: $\xi_{eq} = 0.05 + 0.577 \left(\frac{\mu-1}{\mu*\pi} \right)$

Cuando la estructura padece daño como consecuencia de la aplicación cíclica de carga, su amortiguamiento aumenta, por lo que es indispensable determinar los espectros de diseño para diferentes amortiguamientos. El espectro de desplazamiento tiene que ser modificado por un factor de escalamiento por amortiguamiento (DSF), mismo que se determina en base a las ecuaciones presentadas antes del 2004 por el Eurocódigo 8, las cuales son aplicables para periodos entre 0.2s y 6s.

- Campo lejano: $DSF = \sqrt{\frac{7}{2+\xi_{eq}}}$
- Campo cercano: $DSF = \sqrt[4]{\frac{7}{2+\xi_{eq}}}$

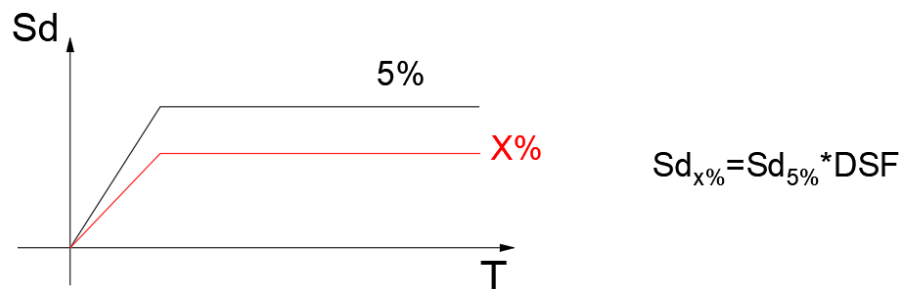


Figura 1.9. Espectro de desplazamiento para un amortiguamiento diferente al 5%.

DDBD para sistemas de 1 GDL

El DDBD ha sido ampliamente desarrollado considerando sistemas de 1 GDL (SDOF) y se aplica siguiendo el procedimiento detallado a continuación:

a) *Selección del desplazamiento objetivo (Δ_t)*

El desplazamiento objetivo se selecciona basándose en tres criterios: deformaciones, derivas y ductilidad de desplazamiento.

b) *Estimación del desplazamiento de fluencia (Δ_y)*

Si se conoce la sección transversal del elemento se puede determinar el desplazamiento de fluencia empleando la siguiente expresión presente en Displacement-Based Seismic Design of Structures, sección 3.4.2:

$$\Delta_y = \phi_y * (H + L_{SP})^2$$

Ecuación 1.9. Desplazamiento de fluencia para sistemas de 1 GDL.

c) *Cálculo de la ductilidad de desplazamiento (μ_{Δ})*

Se determina como la división entre el desplazamiento objetivo y el de fluencia.

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_t}{\Delta_y}$$

Ecuación 1.10. Ductilidad de desplazamiento.

d) *Determinación del amortiguamiento viscoso equivalente (ξ_{eq})*

El amortiguamiento viscoso equivalente está en función únicamente de la tipología de la edificación y de la ductilidad de desplazamiento, para su determinación se emplean las ecuaciones propuestas por Priestley et al. (2007), mismas que se detallaron anteriormente.

e) *Cálculo del periodo efectivo (T_e)*

Para determinar el periodo efectivo es necesario conocer previamente: la amenaza sísmica (espectro de desplazamiento), el amortiguamiento real de la estructura y el desplazamiento objetivo.

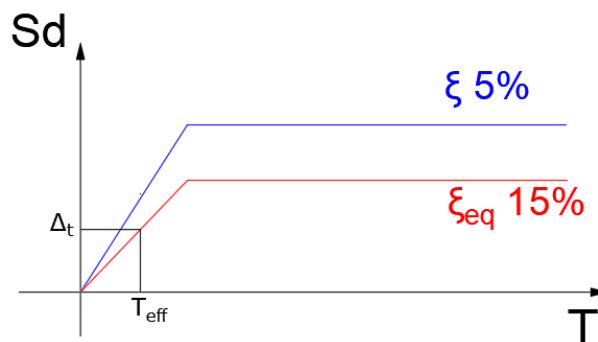


Figura 1.10. Determinación del periodo efectivo en base al amortiguamiento equivalente.

f) *Cálculo de la rigidez efectiva (K_e)*

Una vez determinado el periodo efectivo del sistema, es posible hallar la rigidez efectiva del sistema mediante la siguiente expresión:

$$T = 2\pi * \sqrt{\frac{M}{K}}$$

Ecuación 1.11. *Periodo efectivo.*

$$K_e = \frac{4 \pi^2 M}{(T_e)^2}$$

Ecuación 1.12. *Rigidez efectiva.*

Donde,

M : Masa del sistema, K_e : Rigidez efectiva del sistema, T_e : Periodo efectivo.

g) *Determinación del cortante basal (V_B)*

Una vez determinados tanto la rigidez equivalente como el desplazamiento objetivo, el cortante basal que soportará el sistema será:

$$V_B = K_e * \Delta_t$$

Ecuación 1.13. *Cortante basal del sistema de 1 GDL.*

h) *Diseño por capacidad de la sección transversal*

Finalmente, una vez obtenida la fuerza de corte basal, se halla el momento en la base ($M_B = V_B * H$) y se aplica el diseño por capacidad a fin de determinar la cuantía de refuerzo longitudinal y transversal.

DDBD para estructuras de muros en cantiléver de hormigón armado

En casos reales, las edificaciones son estructuras de múltiples grados de libertad (MDOF), por este motivo, para el proceso de diseño, inicialmente es requerido encontrar las características de la estructura sustituta equivalente de 1 GDL. Las características que se requieren son la masa equivalente (m_e), el desplazamiento de diseño u objetivo y el amortiguamiento efectivo (ξ_{eq}), una vez determinadas estas, el cortante basal para la estructura sustituta puede ser calculado (Priestley et al., 2007).

A continuación, se muestra la serie de pasos necesarios para emplear el DDBD en estructuras de muros en cantiléver de hormigón armado, misma que será explicada con más detalle en el apartado 2.6 de este documento.

- i. Hallar el perfil de desplazamiento para muros.
- ii. Calcular el desplazamiento objetivo del sistema.

- iii. Evaluar las características del sistema equivalente de 1GDL (m_e y ξ_{eq}).
- iv. Estimar el periodo y rigidez efectivos.
- v. Determinar el cortante basal y distribuirlo hacia cada muro.
- vi. Encontrar el momento en la base de cada muro.
- vii. Diseñar la sección para corte y momento empleando los principios del diseño por capacidad.

Diseño por capacidad

La filosofía del diseño por capacidad fue desarrollada principalmente en Nueva Zelanda hace más de cuarenta años, con ciertas modificaciones, esta filosofía se ha adoptado en otros países y en la actualidad ha sido aceptada internacionalmente. La norma NEC-SE-DS (2014), en el apartado 7.1.1, menciona que, a fin de garantizar la efectividad del diseño basado en desplazamientos, es importante emplear análogamente los principios del diseño por capacidad para el detallamiento de los elementos que forman parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas.

Para Paulay & Priestley (1992), en el diseño por capacidad de estructuras para resistencia sísmica, se eligen elementos diferentes del sistema primordial resistente a cargas laterales y se diseñan y detallan de manera apropiada con la finalidad de lograr la disipación de energía bajo rigurosas deformaciones impuestas. Las regiones críticas de estos elementos, comúnmente llamadas rótulas plásticas, se detallan para acciones de flexión inelástica, y la falla por fuerza cortante es impedida mediante un diferencial de resistencia idóneo. Todos los demás elementos estructurales son resguardados frente a acciones que podrían ocasionar la falla, proveyéndoles una resistencia superior a la máxima resistencia factible que se desarrollaría en las regiones de potencial formación de rótula plástica.

2 METODOLOGÍA

2.1 Descripción del proyecto

El presente proyecto lleva a cabo el diseño, por dos metodologías diferentes, de tres edificaciones de concreto armado con una configuración estructural regular, en donde las acciones sísmicas serán soportadas por muros en cantiléver. Las edificaciones, destinadas a uso de oficinas, constan de 6, 12 y 18 pisos en altura ubicados en la ciudad de Quito, que, según NEC-SE-DS (2014) 3.1.1., pertenece a la zona sísmica “V” con una caracterización del peligro sísmico catalogada como “ALTA”. Los valores de las cargas (permanentes y variables), así como de sus respectivas combinaciones y demás componentes necesarios para el análisis sísmico se tomaron de las normas NEC-SE-CG y NEC-SE-DS, respectivamente.

La geometría en planta que se utilizará para las tres edificaciones se indica en la Figura 2.1., misma que consta de tres vanos en cada dirección, con una separación entre ejes de seis metros, además, se establece tres metros como la altura de entrepiso. Los muros fueron ubicados de manera simétrica en los ejes exteriores de la edificación a fin de evadir los efectos de excentricidad y torsión en planta.

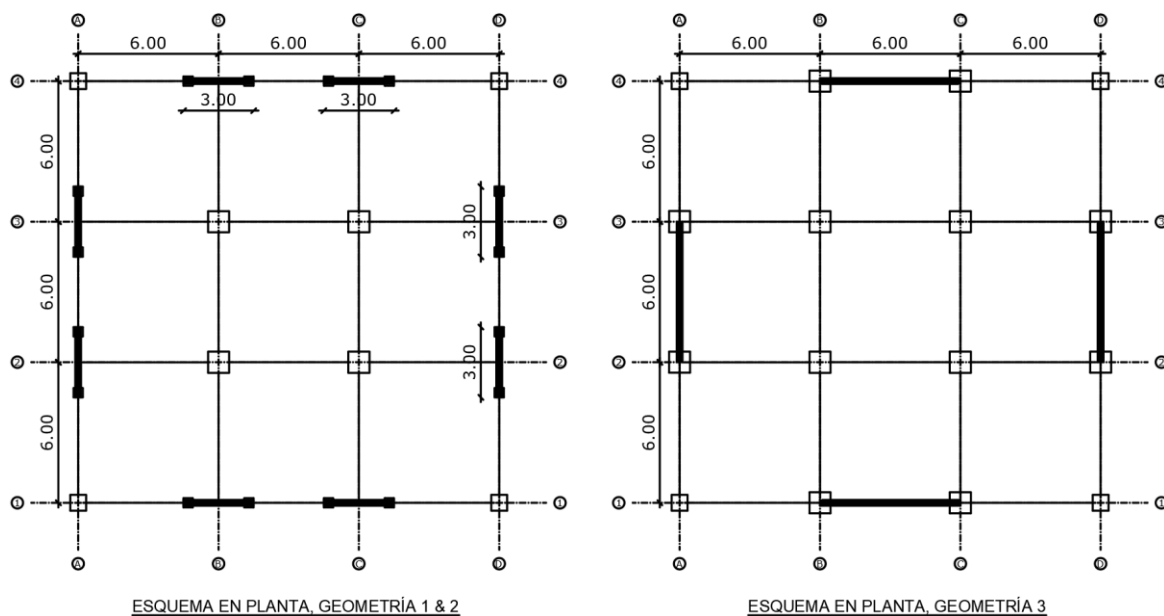


Figura 2.1. Esquema en planta edificaciones.

Las características del hormigón empleado en la realización de este trabajo son:

Resistencia a la compresión: $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Elasticidad: $Ec = 24870.06 \text{ MPa} = 253604.03 \text{ kg/cm}^2$

Peso específico: $\gamma = 2.4 \text{ T/m}^3$

El módulo de elasticidad del hormigón se determinó en base a lo establecido en 3.3.3. de la normativa NEC-SE-HM (2014), donde para hormigón de peso normal se emplea la siguiente expresión:

$$Ec = 4.7 * \sqrt{f'c}$$

Ecuación 2.1. *Módulo de elasticidad del hormigón.*

Fuente: NEC-SE-HM 3.3.3. (MIDUVI, 2014)

Donde, E_c corresponde al módulo de elasticidad del hormigón, en GPa y $f'c$ es el módulo de resistencia a la compresión del concreto, en MPa.

Por otro lado, se considerará acero de refuerzo Grado 60 cuyas características son:

Esfuerzo de fluencia: $fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Elasticidad: $Es = 2100000 \text{ kg/cm}^2$

2.2 Cargas gravitacionales

Carga muerta (permanente)

Las cargas permanentes incluyen el peso de todos los elementos estructurales que actúan de forma permanente sobre las estructuras. Estas cargas engloban elementos como acabados, muros, paredes, máquinas, instalaciones y todos los objetos que se integran de manera fija a la estructura (MIDUVI, NEC-SE-CG, 2014).

En el presente estudio, se utilizará un valor de 750 kg/cm^2 como carga permanente, mismo que comprende el peso propio de losas, mampostería, enlucidos y acabados.

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

Cabe aclarar que este valor no considera el peso de los miembros estructurales, debido a que el software de análisis estructural ETABS los calcula durante el proceso de modelación computacional.

Carga viva

La carga viva o llamada también sobrecargas de uso están sujetas a la ocupación a la que está designada la edificación y se conforman por los pesos de personas, equipos, muebles, accesorios móviles, y otras que posiblemente varíen durante la vida útil de la edificación. Se determinan de acuerdo con lo establecido en la sección 4.2. de la NEC-SE-CG (2014), en el presente trabajo, se toma el valor de 250 kg/cm^2 , el cual corresponde al uso u ocupación de oficinas.

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

Combinaciones de carga

La NEC-SE-CG, en el apartado 2.2.3. estipula que, en general, las construcciones se deben diseñar para resistir las combinaciones de carga permanente, variable y accidental. Ahora, se muestran las combinaciones de carga utilizadas para el diseño por última resistencia según el literal 3.4.3.(a) de la NEC-SE-CG (2014).

- $1.4 * D$
- $1.2 * D + 1.6 * L$
- $1.2 * D + 1.0 L \pm 1.0 E$
- $0.9 * D \pm 1.0 E$

Donde D , L y E corresponden a la carga muerta, viva y sísmica, respectivamente.

2.3 Predimensionamiento de elementos estructurales

Las ecuaciones y criterios presentes en este apartado se rigen a lo establecido en las normativas NEC-SE-HM (2014) y ACI318-19.

Predimensionamiento de vigas

La ACI318-19, en la Tabla 9.3.1.1 establece la altura mínima para vigas, para concreto de densidad normal y acero de refuerzo con esfuerzo de fluencia $f_y=420 \text{ MPa}$, dichos valores se muestran a continuación.

Tabla 2.1. *Altura mínima de vigas.*

| Condición de apoyo | Altura mínima, h ^[1] |
|--------------------------|-----------------------------------|
| Simplemente apoyada | $\ell/16$ |
| Con un extremo continuo | $\ell/18.5$ |
| Ambos extremos continuos | $\ell/21$ |
| En voladizo | $\ell/8$ |

Fuente: Tabla 9.3.1.1 (American Concrete Institute Committee 318, 2019).

Por otro lado, según ACI318-19 18.6.2.1., la dimensión mínima de base corresponde al máximo valor entre 25 centímetros y el 30% de la altura.

$$b_{min} = \max(0.3 * h; 0.25m)$$

Ecuación 2.2. Ancho mínimo de vigas.

Predimensionamiento de columnas

Para estimar las dimensiones mínimas de columnas, es necesario identificar los tipos de columnas según su ubicación en planta, para los casos en estudio, basándose en la Figura 2.1., se consideran dos tipos de columnas: interna y esquinera, y es requerido determinar la carga muerta y viva que actúa dentro de las áreas cooperantes de cada columna.

Con respecto a los límites dimensionales, el código ACI318-19, en el apartado 18.7.2.1 indica que:

- La menor dimensión de la sección transversal debe ser mínimo 300mm, medida en línea recta a través del centroide geométrico.
- La relación entre la dimensión menor y la dimensión perpendicular será 0.4 como mínimo.

La NEC-SE-CG (2014), apartado 3.2.2., menciona que es posible aminorar la sobrecarga viva, el porcentaje de reducción se calcula empleando la siguiente expresión:

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

Ecuación 2.3. Reducción de cargas vivas.

Donde,

| Símbolo | Descripción |
|-----------------|---|
| L | Sobrecarga distribuida en kN/m ² , aplicada sobre el área tributaria del elemento. |
| L _o | Sobrecarga distribuida no reducida, aplicada sobre el área tributaria del elemento. |
| K _{LL} | Factor de sobrecarga según el elemento de soporte. |
| A _T | Área tributaria en m ² . |

El factor de sobrecarga se determina en base a la siguiente tabla, tomada de NEC-SE-CG 3.2.2.

Tabla 2.2. Factor de sobrecarga del elemento.

| Elemento | K_{LL}^a |
|---|------------|
| Columnas | |
| Columnas interiores | 4 |
| Columnas exteriores sin losas en volado | 4 |
| Columnas de borde con losas en volado | 3 |
| Columnas esquineras con losas en volado | 2 |

Fuente: NEC-SE-CG, Tabla 2 (MIDUVI, 2014).

Para los dos tipos de columna considerados se empleará un factor KLL de 4, considerándolas como exteriores e interiores sin losas en volado.

Las dimensiones se establecen tras la realización de un proceso iterativo, en donde se comparan la compresión máxima calculada y la resistencia axial nominal de la sección (P_o). Según la ACI318-19, sección 22.4.2.2, la resistencia axial nominal para miembros no preesforzados se determina de la siguiente manera:

$$P_o = 0.85 * f'c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}$$

Ecuación 2.4. Resistencia axial nominal.

En donde A_{st} corresponde al área total del refuerzo longitudinal no preesforzado y A_g es el área total de la columna. NEC-SE-HM (2014), apartado 4.3.3, señala que la cuantía máxima del refuerzo longitudinal tiene que obedecer con:

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

Placencia (2022) especifica que, para columnas en las cuales no es necesario disipar energía, la resistencia axial nominal se debe reducir al 53% del total a fin de garantizar que dicha sección se encuentre en la zona admisible del diagrama de interacción, es decir, por debajo de la condición balanceada y en el interior de la curva de capacidad reducida.

Predimensionamiento de muros

El espesor mínimo del muro se determina a partir de la Tabla 11.3.1.1 de la ACI318-19, este valor depende de la categoría de muro (no portante, de carga) que se pretenda diseñar.

Tabla 2.3. Espesor mínimo del muro

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

Fuente: Tabla 11.3.1.1 (American Concrete Institute Committee 318, 2019).

Caiza y Viera (2019) recomiendan un espesor mínimo de 20 cm y un espesor regular de 25 cm, esto con el objetivo de disminuir la congestión del armado y optimizar su comportamiento estructural, por tal motivo, se asumirá un espesor inicial de 25 cm.

En caso de ser necesario, los muros estructurales especiales pueden estar compuestos por vigas de acople. Los requisitos de diseño precisan de la razón entre las dimensiones del muro en el plano (h_w/l_w) y entre las dimensiones de su sección transversal (l_w/b_w), así como lo indica la Tabla R18.10.1 de ACI318-19.

Tabla 2.4. 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) | | |
|---|--|---|------------------|
| | $\ell_w/b_w \leq 2.5$ | $2.5 < \ell_w/b_w \leq 6$ | $\ell_w/b_w > 6$ |
| $h_w/\ell_w < 2$ | Muro | Muro | Muro |
| $h_w/\ell_w \geq 2$ | 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: Tabla R18.10.1 (American Concrete Institute Committee 318, 2019).

El predimensionamiento de los elementos estructurales, para cada configuración analizada, se muestra en el ANEXO III.

2.4 Aplicación del diseño basado en fuerzas

La metodología de cálculo del FBD presentado en este apartado se rige a lo mencionado en NEC-SE-DS (2014), literal 6.3.1.

Espectro de diseño de aceleraciones (Sa)

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones se expresa como fragmento de la aceleración de la gravedad y según 3.3.1. de la NEC-SE-DS, se construye en base al tipo y coeficientes de perfil de suelo, el periodo estructural, el factor de zona sísmica y la razón entre la relación espectral Sa y el PGA (η).

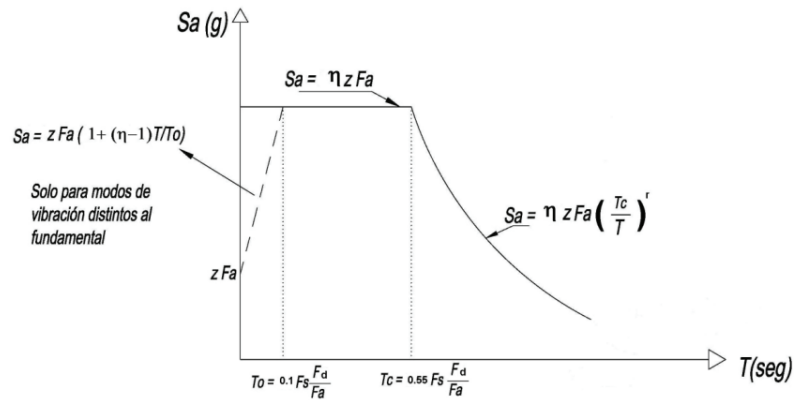


Figura 2.2. Espectro de respuesta elástico de aceleraciones.

Fuente: Figura 3. NEC-SE-DS (MIDUVI,2014)

A continuación, se muestra la terminología empleada.

Tabla 2.5. Terminología espectro de aceleraciones.

| Símbolo | Descripción |
|-----------------|---|
| η | Razón entre la aceleración espectral S_a y el PGA. |
| F_a, F_d, F_s | Coefficientes de amplificación del suelo. |
| S_a | Espectro de respuesta elástico de aceleraciones. |
| T | Periodo fundamental de vibración de la estructura. |
| T_0, T_c | Periodos límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que represente e sismo de diseño |
| Z | Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada en función de la aceleración de la gravedad g . |
| r | Factor que depende de la ubicación geográfica del proyecto. $r=1$ (Todos los suelos, excepto suelo tipo E) $r=1.5$ (Suelo tipo E) |

Fuente: Figura 3. NEC-SE-DS (MIDUVI,2014)

Previamente se mencionó que las edificaciones se emplazarán en la ciudad de Quito, sobre un suelo Tipo B, esta ciudad se encuentra ubicada en la zona sísmica V, por ende, según 3.1.1. NEC-SE-DS, el factor de zona Z es 0.4g. La sección 3.2.1. NEC-SE-DS describe al suelo Tipo B como un perfil de roca de rigidez media con $1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$, donde V_s es la velocidad de onda cortante promedio del suelo.

Según el literal 3.2.2 NEC-SE-DS, el suelo Tipo B tiene los siguientes coeficientes de amplificación.

Tabla 2.6. Coeficientes de amplificación.

| Coeficiente | Descripción | Valor |
|-------------|---|-------|
| Fa | Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto. | 1 |
| Fd | Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca. | 1 |
| Fs | Comportamiento no lineal de los suelos | 0.75 |

Fuente: NEC-SE-DS, Tabla 5, 4 y 3. (MIDUVI, 2014)

El valor de la relación de amplificación espectral (η) varía en función de la región del Ecuador, según 3.3.1. NEC-SE-DS, se consideran:

Tabla 2.7. Factor de amplificación espectral.

| Región de emplazamiento de la estructura | η |
|---|--------|
| Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas) | 1.80 |
| Provincias de la Sierra, Galápagos y Esmeraldas | 2.48 |
| Provincias del Oriente | 2.60 |

Fuente: NEC-SE-DS 3.3.1. (MIDUVI, 2014)

Periodo fundamental de vibración

Se calcula de acuerdo con el Método 1, presente en 6.3.3 (a) de la NEC-SE-DS, en donde se menciona que, para estructuras de edificación, T_a es calculado de la siguiente manera:

$$T_a = C_t * h_n^\alpha$$

Ecuación 2.5. Periodo fundamental de vibración.

Fuente: Sección 6.3.3 (a) NEC-SE-DS (MIDUVI, 2014)

Donde,

| Símbolo | Descripción |
|---------|---|
| C_t | Coeficiente dependiente del tipo de edificio. |
| h_n | Altura máxima de la estructura, medida desde la base [m]. |
| T_a | Periodo de vibración [s]. |

Para estructuras con muros estructurales de hormigón armado (con $\alpha=1$), el apartado 6.3.3. (a) NEC-SE-DS, menciona que el coeficiente C_t debe determinarse a partir de la siguiente expresión:

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

Ecuación 2.6. Coeficiente C_t para estructuras de muros estructurales.

Fuente: Apartado 6.3.3 (a) NEC-SE-DS (MIDUVI, 2014).

Donde,

| Símbolo | Descripción |
|----------|---|
| A_B | Área de la edificación en la base, en [m ²]. |
| n_w | Número de muros de la edificación diseñados para resistir la fuerza sísmica 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 [m ²]. |
| l_{wi} | Longitud medida horizontalmente [m], de un muro estructural i . |

Una vez dimensionada la edificación, el periodo debe recalcularse mediante un análisis modal, y este valor no debe ser mayor en un 30% al valor obtenido mediante el Método 1.

$$T_{modal} \leq 1.3 * T_a$$

Ecuación 2.7. Restricción para el periodo modal.

Cortante basal de diseño

Representa la fuerza lateral, resultante de la acción del sismo, impuesta en la base de la estructura, se estima a partir de la siguiente expresión presente en 6.3.2 NEC-SE-DS:

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

Ecuación 2.8. Cortante basal de diseño V .

Fuente: Apartado 6.3.2. NEC-SE-DS. (MIDUVI, 2014)

Con,

| Símbolo | Descripción |
|---------------------|---|
| Sa(Ta) | Espectro de diseño en aceleración. |
| ϕ_P y ϕ_E | Coefficientes de irregularidad en planta y elevación. |
| I | Coefficiente de importancia. |
| R | Factor de reducción de resistencia sísmica. |
| W | Carga sísmica reactiva. |

La norma NEC-SE-DS, en el apartado 4.1., señala que este factor se emplea con la intención de intensificar la demanda sísmica de diseño para edificaciones que deben mantenerse en operación durante y luego de un sismo. Se escogió como 1 al valor del factor de importancia debido a que las edificaciones pertenecen a la categoría “Otras estructuras”, en función de la Tabla 6 NEC-SE-DS.

Tabla 2.8. Factor de importancia según la categoría de uso.

| Categoría | Tipo de uso, destino e importancia | Coefficiente I |
|-----------------------------------|---|----------------|
| Edificaciones esenciales | Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas. | 1.5 |
| Estructuras de ocupación especial | Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente | 1.3 |
| Otras estructuras | Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores | 1.0 |

Fuente: Tabla 6. NEC-SE-DS (MIDUVI, 2014)

Los factores irregularidad en planta (ϕ_P) y elevación (ϕ_E) fueron determinados en base a lo establecido en la sección 5.2.1. (a) de la NEC-SE-DS, donde se especifica que, si la dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura, $\phi_E=1$ y, debido a que se escogió una geometría en planta regular con la disposición simétrica de los muros, el centro de rigidez es semejante al centro de masa, por lo tanto $\phi_P = 1$.

De igual manera, el factor de reducción sísmica se escoge según la sección 6.3.4. de la NEC-SE-DS, en donde se adopta el valor de 5, que corresponde a Sistema de muros estructurales dúctiles de hormigón armado ($R=5$).

Consecutivamente, se reparte el cortante basal hacia cada planta, dicha repartición se realiza según el primer modo de vibración y se acata lo especificado en el literal 6.3.5 de NEC-SE-DS.

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

Ecuación 2.9. Distribución vertical de cargas sísmicas.

Fuente: Literal 6.3.5. NEC-SE-DS (MIDUVI, 2014)

Donde, k es el coeficiente que se relaciona el periodo de la edificación, mismo que se estima según:

Tabla 2.9. Valores de k.

| Valores de T (s) | k |
|------------------|-------------|
| ≤ 0.5 | 1 |
| 0.5 < T ≤ 2.5 | 0.75+0.50 T |
| > 2.5 | 2 |

Fuente: NEC-SE-DS (MIDUVI, 2014)

2.5 Modelación estructural

Con base en la geometría y configuración estructural, se procede a realizar la modelación de las edificaciones para lo cual se emplea el uso del software ETABS 20, considerando las secciones mínimas determinadas mediante el predimensionamiento. Debido a las solicitaciones, límites de deflexiones y a fin de obtener un comportamiento adecuado de la estructura al realizar un análisis estático lineal, se emplearon las siguientes secciones:

Tabla 2.10. Secciones consideradas en la modelación estructural.

| Elemento | Geometría 1 (6 Niveles) | | Geometría 2 (12 Niveles) | | Geometría 3 (18 Niveles) | |
|----------|-------------------------|----------------------|--------------------------|----------------------|--------------------------|------------|
| VIGAS | 25x30 cm | | 25x30 cm | | 30x50 cm | |
| | 30x50 cm | | 30x50 cm | | | |
| COLUMNAS | 35x35 cm (6 Niveles) | Esquineras | 30x30 cm (6 Niveles) | Esquineras | 30x30 cm (6 Niveles) | Esquineras |
| | | | 40x40 cm (6 Niveles) | | 40x40 cm (6 Niveles) | |
| | 65x65 cm (6Niveles) | Centrales | 35x35 cm (3 Niveles) | Centrales | 40x40 cm (3 Niveles) | Centrales |
| | | | 45x45 cm (3 Niveles) | | 50x50 cm (3 Niveles) | |
| | | | 55x55 cm (3 Niveles) | | 60x60 cm (3 Niveles) | |
| | | 65x65 cm (3 Niveles) | | 70x70 cm (3 Niveles) | | |
| | | | | 80x80 cm (6 Niveles) | | |
| Muros | 3 m | Longitud | 3 m | Longitud | 6 m | Longitud |
| | 0.25 m | Ancho alma | 0.25 m | Ancho alma | 0.30 m | Ancho alma |
| | 40x40 cm | Cabezales | 40x40 cm | Cabezales | 50x50 cm | Cabezales |

En las geometrías 1 y 2, la sección V25x30 corresponde a las vigas que conectan los muros en cada nivel, según lo mostrado en la Figura 2.1. Por otro lado, para las geometrías 2 y 3, la sección de columnas varía conforme a lo mostrado en la Tabla 2.10.

Momento de inercia agrietada

La norma de diseño ACI318-19, en la Tabla 6.6.3.1.1 (a) establece los momentos de inercia permitidos para el análisis elástico.

Tabla 2.11. Momentos de inercia para análisis elástico.

| Miembro y condición | | Momento de inercia |
|------------------------------|--------------|---------------------|
| Columnas | | 0.70 I _g |
| Muros | No fisurados | 0.70 I _g |
| | Fisurados | 0.35 I _g |
| Vigas | | 0.35 I _g |
| Placas planas y losas planas | | 0.25 I _g |

Fuente: Tabla 6.6.3.1.1 (a) (American Concrete Institute Committee 318, 2019).

En el software estructural cada elemento será modelado aplicando la reducción de inercia mostrado anteriormente, de 0.35 I_g, 0.70 I_g y 0.60 I_g, para vigas, columnas y muros, respectivamente.

Consideraciones en el modelamiento

Los elementos viga y columna se modelan como elementos tipo frame, que se caracterizan por poseer seis grados de libertad en sus extremos. Para el presente trabajo, las columnas han sido articuladas en la base con el objetivo de que no aporten resistencia a momento.

Por otro lado, los muros se modelaron como elementos tipo área, los cuales, debido a su longitud, aportan principalmente a corte y desplazamiento lateral. Adicionalmente, en estos elementos, para asegurar un correcto modelado, se emplea la subdivisión de áreas y se añade una etiqueta Pier en toda la longitud vertical de cada muro. Las losas se modelaron como áreas tipo membrana con el único objetivo de transmitir las cargas hacia los muros, vigas y columnas.

En el ANEXO IV se muestra la definición de un elemento viga, columna y muro junto con la definición de los materiales en el software ETABS 20. Además, en el ANEXO V se muestra una vista tridimensional de las tres edificaciones modeladas.

Análisis estático lineal

Para realizar el análisis estático lineal es necesario llevar a cabo el procedimiento de cálculo del FBD el cual se fundamenta en 6.3.1. de la NEC-SE-DS (2014), de esta manera, las cargas laterales debidas al sismo se ingresaron en función tanto del coeficiente C, que es un porcentaje del peso reactivo de la edificación, como del coeficiente k, el cual

determina la manera en que se distribuye el cortante basal en cada piso. El ANEXO VI muestra el análisis realizado para determinar el valor de los coeficientes C y k de cada edificación. La definición de estos coeficientes en el programa ETABS 20 se muestra a continuación.

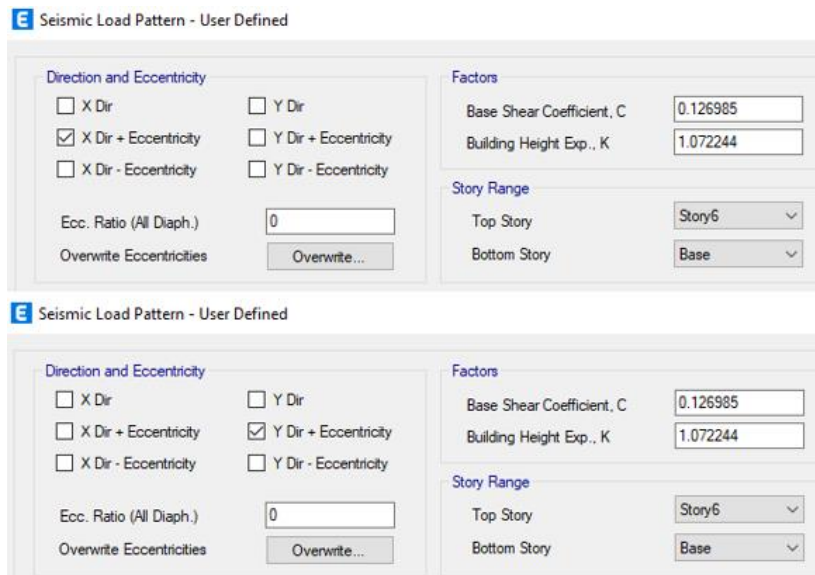


Figura 2.3. Ingreso de coeficiente de corte basal C edificación Tipo 1.

Fuente: ETABS 20.

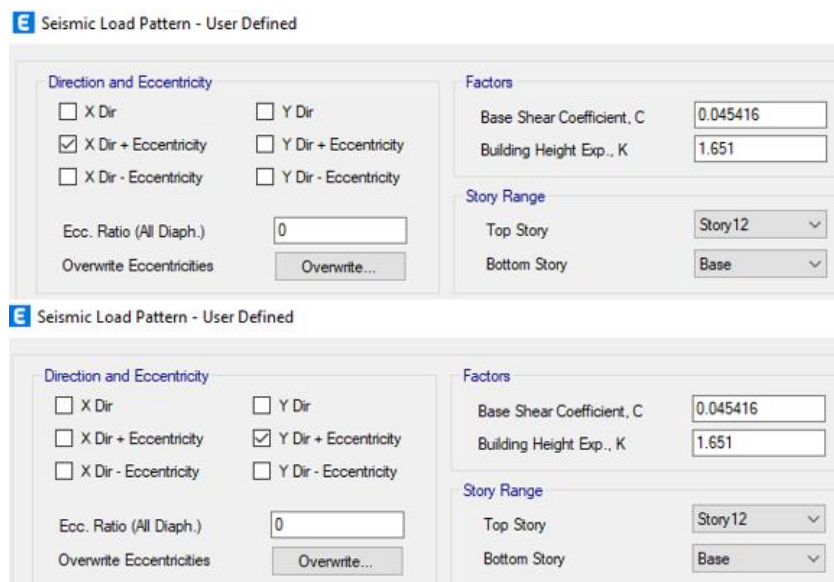


Figura 2.4. Ingreso de coeficiente de corte basal C edificación Tipo 2.

Fuente: ETABS 20.

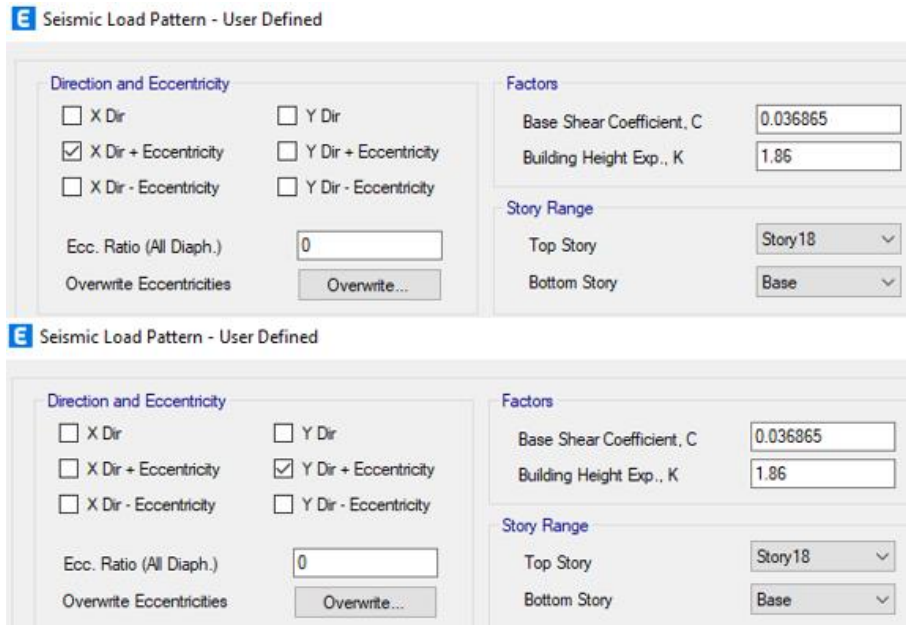


Figura 2.5. Ingreso de coeficiente de corte basal C edificación Tipo 3.

Fuente: ETABS 20.

Control de derivas de piso

Previo al diseño de los elementos estructurales, se requiere realizar el control de derivas. La deriva de piso consiste en el desplazamiento lateral relativo entre niveles sucesivos ocasionado por la acción de una fuerza externa. NEC-SE-DS, en el apartado 4.2.2 establece que el límite máximo de la deriva inelástica de piso, para estructuras de hormigón armado, es de 0.02.

NEC-SE-DS, en el literal 6.3.9, especifica que la deriva inelástica se determina por medio de la aplicación de la siguiente ecuación:

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E$$

Ecuación 2.10. Deriva inelástica de piso.

Fuente: NEC-SE-DS (MIDUVI, 2014)

Donde,

| Símbolo | Descripción |
|------------|--|
| Δ_M | Deriva máxima inelástica. |
| R | Coefficiente de reducción de resistencia. |
| Δ_E | Desplazamiento producto de la aplicación de las fuerzas laterales de diseño. |

Diseño estructural

El diseño se fundamenta en los principios del diseño por capacidad y las normas NEC-SE-HM (2014) y ACI318-19, en especial el Capítulo 18: Estructuras sismo resistentes, ya que estas especifican los requerimientos para cada elemento estructural que forma parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas.

La resistencia de diseño deberá ser superior a la resistencia requerida, este es el principal fundamento del diseño por última resistencia y, necesita cumplirse en los distintos miembros estructurales.

$$\phi P_n \geq P_u; \phi M_n \geq M_u; \phi V_n \geq V_u$$

Ecuación 2.11. Resistencia de diseño.

Donde ϕ corresponde al factor de reducción de resistencia, concorde con ACI318-19 Tabla 21.2.1.

En base a ACI318-19, Tabla 20.5.1.3.1, se selecciona el recubrimiento de concreto para cada miembro, tomando un valor de 40 mm para vigas, columnas y muros.

Debido a que el objeto del presente estudio es evaluar y comparar el comportamiento de los muros de corte, en este documento no se muestran las consideraciones y ecuaciones necesarias para el diseño de vigas y columnas. Por otro lado, todo el procedimiento requerido para el diseño y armado de muros se presenta en el ANEXO VII, mientras que, los ejemplos de diseño de los muros correspondientes a cada edificación se exponen en el ANEXO VIII.

2.6 Aplicación del DDBD

Las edificaciones que se han venido analizando corresponden a estructuras de múltiples grados de libertad (MDOF), por tal motivo, a continuación, se detalla el procedimiento referenciado en la sección 1.4, para aplicar el método DDBD para estructuras de muros en cantiléver de hormigón armado.

Perfil de desplazamiento para muros en cantiléver

El perfil de desplazamientos es la forma que adopta el diagrama de desplazamiento lateral de un sistema al ser sometido a la acción de una carga horizontal, este perfil está en función del aporte de los elementos que lo conforman y su respectiva rigidez.

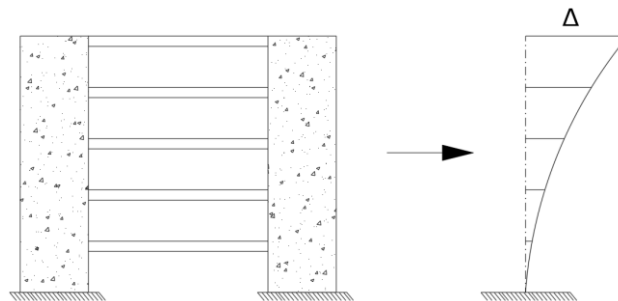


Figura 2.6. Perfil de desplazamiento para muros en cantiléver.

El desplazamiento lateral se determina como la suma entre el desplazamiento elástico y plástico. El desplazamiento plástico puede ser calculado mediante dos opciones, la primera es aplicando el modelo de rótula plástica de Priestley, en donde se consideran los estados límite del material, la segunda opción es aplicando los límites de deriva establecidos en los códigos de diseño. Según Ordóñez (2015), para edificaciones con muros, de más de seis niveles, la situación más frecuente será que los desplazamientos de diseño sean regidos por los límites de derivas de la normativa.

Considerando un muro de longitud l_w y altura h_w y en base al teorema de Área-Momento, se plantean las siguientes expresiones para determinar el desplazamiento elástico en cualquier punto i a lo largo de la altura del muro.

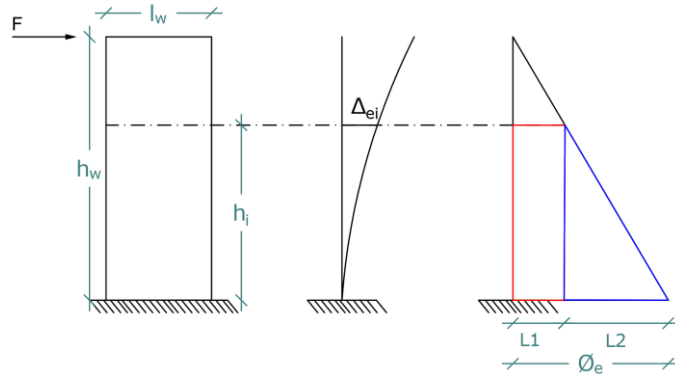


Figura 2.7. Desplazamiento elástico en muros.

Donde,

$$L_1 = \phi_e * \left(1 - \frac{h_i}{h_w}\right)$$

$$L_2 = \phi_e * \frac{h_i}{h_w}$$

De esta manera, para $\phi < \phi_y$, el desplazamiento elástico en cualquier punto i se determina mediante:

$$\Delta_{ei} = \phi_e * \left(1 - \frac{h_i}{h_w}\right) * h_i * \frac{h_i}{2} + \phi_e * \frac{h_i}{h_w} * \frac{h_i}{2} * \frac{2}{3} = \frac{\phi_e * (h_i)^2}{3} \left(\frac{3}{2} - \frac{h_i}{2 h_w}\right)$$

Considerando $\phi_e = \phi_y$, se obtiene la siguiente expresión:

$$\phi_y = \frac{2 \varepsilon_y}{l_w}$$

$$\Delta_{ei} = \frac{\varepsilon_y * (h_i)^2}{l_w} \left(1 - \frac{h_i}{3 h_w}\right)$$

Ecuación 2.12. Desplazamiento elástico en muros.

Donde,

ϕ_e : Curvatura elástica.

ϕ_y : Curvatura de fluencia.

ε_y : Deformación de fluencia del acero.

h_i : Altura del punto de interés.

h_w : Altura del muro.

l_w : Longitud del muro.

Priestley et al. (2007), en la sección 6.2.1(b), detallan el procedimiento para calcular el desplazamiento plástico de muros en cantiléver, en base al modelo de rótula plástica de Priestley asociado a un estado límite del material, de esta manera, sugieren las siguientes expresiones:

$$\Delta_P = \phi_P L_P h_i = \theta_P h_i$$

Ecuación 2.13. Desplazamiento plástico (Modelo de Priestley).

$$L_P = k * H_e + 0.1 * l_w + L_{SP}$$

Ecuación 2.14. Longitud de rótula plástica (Modelo de Priestley).

La curvatura plástica es determinada mediante:

$$\phi_P = \phi_m - \phi_y = \phi_m - 2 \varepsilon_y / l_w$$

Ecuación 2.15. Curvatura plástica.

ϕ_m es la curvatura máxima de diseño en la base del muro, correspondiente al estado límite considerado. Si se considera la deriva límite de los códigos de diseño (θ_C), la máxima rotación permisible en la rótula plástica de la base del muro será la menor entre:

$$\theta_P = \theta_C - \theta_{yn} = \theta_C - \varepsilon_y h_w / l_w \quad \text{y} \quad \theta_P = \phi_P L_P$$

Ecuación 2.16. Máxima deriva plástica permisible.

De esta manera, el perfil de desplazamiento está dado por la combinación del perfil de desplazamiento elástico y el desplazamiento plástico. Para edificaciones de muros en cantiléver, la máxima deriva ocurrirá en el último piso, si la deriva del techo es menor que la deriva límite del código (θ_C), el perfil de desplazamiento está dado por:

$$\Delta_i = \Delta_{yi} + \Delta_{Pi} = \frac{\varepsilon_y (h_i)^2}{l_w} \left(1 - \frac{h_i}{3 h_w}\right) + \left(\phi_m - \frac{2 \varepsilon_y}{l_w}\right) L_P h_i$$

Ecuación 2.17. Perfil de desplazamiento para deriva inferior a la deriva límite del código.

Si la deriva límite del código de diseño gobierna la deriva del techo, el perfil de desplazamiento se determina mediante:

$$\Delta_i = \Delta_{yi} + \Delta_{pi} = \frac{\varepsilon_y (h_i)^2}{l_w} \left(1 - \frac{h_i}{3 h_w}\right) + \left(\theta_c - \frac{\varepsilon_y h_w}{l_w}\right) h_i$$

Ecuación 2.18. Perfil de desplazamiento cuando gobierna la deriva límite del código.

Características del sistema equivalente de 1 GDL

Para poder emplear el método DDBD a edificaciones reales, se debe realizar la transición de un sistema de n grados de libertad a un sistema de 1 GDL y para ello es esencial hallar las características de la estructura equivalente de un grado de libertad, las características que se requieren son el desplazamiento de diseño, la masa equivalente (m_e) y el amortiguamiento efectivo (ξ_{eq}).

Se debe determinar la altura efectiva (H_e) y se asume que a esa altura se producirá el desplazamiento de diseño y de fluencia del sistema equivalente, a partir de estos valores de desplazamiento, se determina la ductilidad de desplazamiento y el amortiguamiento viscoso equivalente en base a la ecuación correspondiente a la tipología analizada. Priestley et al. (2007), establecen una serie de expresiones en función de la masa por piso (m_i), el desplazamiento (Δ_i) y la altura de cada nivel (h_i):

$$\Delta_{t\ sys} = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i * \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i * \Delta_i)}$$

Ecuación 2.19. Desplazamiento objetivo o de diseño del sistema.

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

Ecuación 2.20. Altura efectiva.

$$m_{e\ sys} = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i * \Delta_i)}{\Delta_{t\ sys}}$$

Ecuación 2.21. Masa efectiva del sistema.

$$\Delta_{y\ sys} = \frac{\varepsilon_y * (H_e)^2}{l_w} \left(1 - \frac{H_e}{3 h_w}\right)$$

Ecuación 2.22. Desplazamiento de fluencia del sistema.

$$\mu_{\Delta\ sys} = \frac{\Delta_{t\ sys}}{\Delta_{y\ sys}}$$

Ecuación 2.23. Ductilidad de desplazamiento del sistema.

Priestley et al. (2007) especifican que el amortiguamiento que se debe utilizar es equivalente a la suma del amortiguamiento elástico e hysterético de la estructura, y se ajusta mediante análisis inelásticos de tiempo-historia haciendo uso de estimaciones realistas del amortiguamiento elástico y la respuesta hysterética, para estructuras de muros de concreto en cantiléver, se emplea la siguiente expresión:

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

Ecuación 2.24. Amortiguamiento viscoso equivalente para edificaciones con muros.

Una vez determinado el amortiguamiento equivalente, se calcula el factor de escala por amortiguamiento (DSF).

$$DSF = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi_{eq}}}$$

Ecuación 2.25. Factor de escala por amortiguamiento para campo lejano.

Espectro de diseño de desplazamiento escalado

El espectro de diseño de desplazamiento para un amortiguamiento del 5% se construye a partir de lo establecido en NEC-SE-DS (2014), sección 3.3.2. Para determinar el espectro de desplazamiento correspondiente al amortiguamiento calculado, se emplea el factor de escalamiento (DSF), de esta manera, el desplazamiento de la esquina correspondiente a un amortiguamiento diferente al 5% se determina mediante:

$$\Delta' c = \Delta_{c, \xi_{eq}} = DSF * \Delta c$$

Ecuación 2.26. Desplazamiento de la esquina para amortiguamiento diferente al 5%.

Donde, NEC-SE-DS (2014), plantea que, el desplazamiento de la esquina para un 5% de amortiguamiento es:

$$\Delta c = S_a(g) * \left(\frac{T_L}{2\pi} \right)^2$$

Ecuación 2.27. Desplazamiento de la esquina (amortiguamiento del 5%).

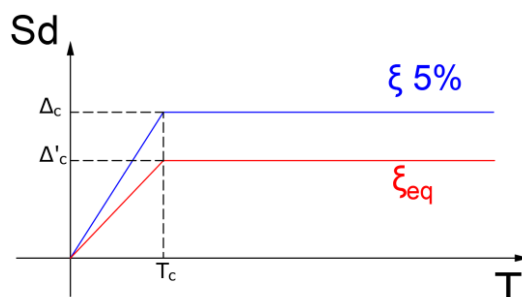


Figura 2.8. Espectro de diseño de desplazamiento escalado.

Cabe recalcar que se utiliza la notación Δ_c , T_c para denotar al desplazamiento y periodo de la esquina, respectivamente. El periodo de la esquina T_c se indica como T_L en la NEC-SE-DS, pero en esencia, son similares ya que ambos delimitan el crecimiento del espectro de diseño de desplazamiento.

Periodo, rigidez efectiva y cortante basal

Considerando un escenario ideal, donde el desplazamiento objetivo es menor al desplazamiento calculado para el nivel de amortiguamiento (Figura 2.9.), el periodo de respuesta efectivo (T_e) se determina en base a la relación de triángulos formada en el espectro de desplazamiento escalado.

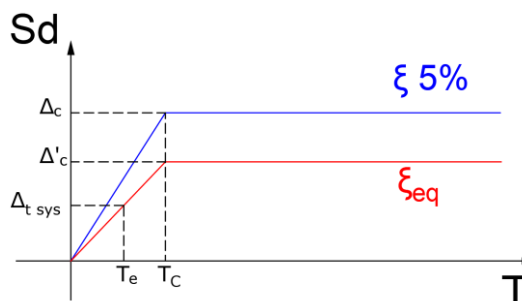


Figura 2.9. Caso normal de diseño.

$$T_e = \frac{\Delta_{t \text{ sys}}}{\Delta'_c} * T_c$$

Ecuación 2.28. Periodo efectivo (Caso normal de diseño).

La rigidez efectiva se determina según:

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

Ecuación 2.29. Rigidez efectiva (Caso normal de diseño).

Finalmente, la fuerza de corte en la base se calcula a partir de:

$$V_B = K_e * \Delta_{t \text{ sys}}$$

Ecuación 2.30. Cortante basal de diseño.

Casos especiales de diseño

Existirán ocasiones, con estructuras muy altas o flexibles, en las que el desplazamiento de diseño (Δ_t) exceda la máxima demanda espectral posible para el nivel de amortiguamiento calculado ($\Delta'c$), en estos casos se consideran dos posibles escenarios:

A. El desplazamiento de fluencia excede al valor del desplazamiento de la esquina al 5% de amortiguamiento.

Cuando se trabaja con estructuras muy flexibles o cuando la intensidad sísmica de diseño es baja, puede que el desplazamiento de fluencia (Δ_y) sea superior al desplazamiento de respuesta para un amortiguamiento elástico del 5% (Δc) para el periodo de la esquina T_C . En este caso, el periodo de respuesta elástico (T_{el}) que se calcule será mayor que el periodo de la esquina, el desplazamiento de diseño será igual a Δc y la fuerza de cortante basal se determina mediante (Priestley et al., 2007):

$$V_{Base} = K_{el} * \Delta c$$

Ecuación 2.31. Cortante basal (Caso especial de diseño A).

Donde, K_{el} es la rigidez elástica. Es importante tener en cuenta que no se puede encontrar una solución única debido a que la rigidez elástica depende del periodo elástico, que a su vez depende de la resistencia. Para solventar este inconveniente, se decidió determinar la rigidez elástica en base a la siguiente expresión:

$$K_{el} = \frac{0.10 * m_e * g}{\Delta_y} \left[\frac{kgf}{m} \right]$$

Ecuación 2.32. Estimación de la rigidez elástica.

Donde g corresponde a la aceleración de la gravedad en m/s^2 .

$$T_{el} = 2\pi\sqrt{m_e/K_{el}}$$

Ecuación 2.33. Periodo elástico.

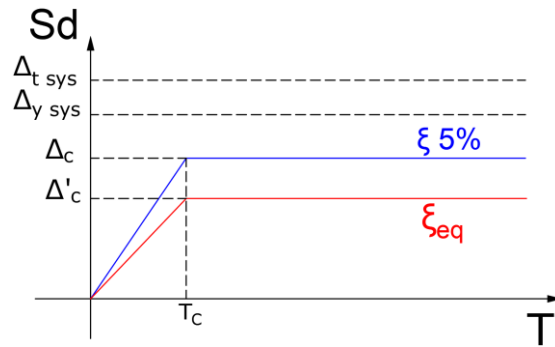


Figura 2.10. Caso especial de diseño A.

Se debe tener en cuenta que la masa efectiva a utilizar en la determinación de la rigidez elástica debe estar asociada al desplazamiento que la edificación va a alcanzar, es decir, debe corresponder a un desplazamiento objetivo igual a Δ_c . Para lograr esto, es necesario realizar una corrección al perfil de desplazamientos, se sabe que el sistema no alcanzará ni siquiera el desplazamiento de fluencia, por lo tanto, trabajará en el rango elástico, es decir, no existirá desplazamiento plástico. De esta manera, el desplazamiento lateral se conforma únicamente del desplazamiento elástico, mismo que fue explicado previamente, y la expresión que define el perfil de desplazamientos es la siguiente:

$$\Delta_i = \Delta_{ei} = \frac{\phi * (h_i)^2}{3} \left(\frac{3}{2} - \frac{h_i}{2 h_w} \right) = \phi * (h_i)^2 * \left(\frac{1}{2} - \frac{h_i}{6 h_w} \right)$$

Ecuación 2.34. Corrección del perfil de desplazamientos (Caso especial de diseño A).

En donde se debe encontrar un valor de curvatura ϕ (menor a la curvatura de fluencia) que permita alcanzar el desplazamiento de la esquina para un amortiguamiento del 5%.

B. El desplazamiento de fluencia es menor que el desplazamiento de la esquina al 5% de amortiguamiento.

En este caso, la respuesta inelástica si ocurrirá, pero no al nivel de ductilidad correspondiente a la capacidad de desplazamiento de la estructura. Si el desplazamiento de fluencia es menor que Δ_c , el periodo elástico será menor que el periodo de la esquina. A medida que la estructura se ablanda, se alcanzará un período efectivo final de $T \geq T_c$, con un nivel de respuesta de desplazamiento compatible con el amortiguamiento que implica dicho desplazamiento (Priestley et al., 2007).

Para obtener el desplazamiento objetivo se emplea el siguiente proceso iterativo:

- i. Estimar un desplazamiento de respuesta final (Δ_{df}), se conoce que Δ_{df} está entre Δ_t y $\Delta_{c, \xi_{eq}}$.
- ii. Calcular la ductilidad de desplazamiento $\mu = \Delta_{df}/\Delta_y$.
- iii. Con la nueva ductilidad determinar de nuevo el amortiguamiento equivalente.
- iv. Determinar el desplazamiento de la esquina correspondiente al amortiguamiento equivalente ($\Delta_{c, \xi_{eq}}$).
- v. Usar el valor de $\Delta_{c, \xi_{eq}}$ como el nuevo Δ_{df} .
- vi. Repetir el ciclo hasta que $\Delta_{df} = \Delta_{c, \xi_{eq}}$.

Debido a que en la solución iterativa se busca que Δ_{df} sea igual a $\Delta_{c, \xi_{eq}}$, la rigidez efectiva se determina usando $T = T_c$, es decir:

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

Ecuación 2.35. Rigidez efectiva (Caso especial de diseño B).

Y el cortante en la base es calculado mediante:

$$V_{Base} = K_e * \Delta_{df} = \frac{4 \pi^2 m_e \Delta_{df}}{T_c^2}$$

Ecuación 2.36. Cortante basal (Caso especial de diseño B).

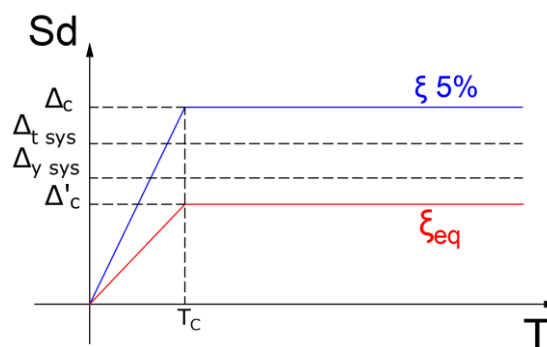


Figura 2.11. Caso especial de diseño B.

De igual manera que en el escenario anterior, la masa efectiva a utilizar en la determinación de la rigidez efectiva debe estar asociada a la respuesta de desplazamiento final que la edificación va a alcanzar, es decir, debe corresponder a un desplazamiento objetivo igual a Δ_{df} . Para ello, se debe realizar la corrección del perfil

de desplazamientos, multiplicando al valor de desplazamiento lateral por un factor de corrección de desplazamiento (F_c), Ordóñez (2015), propone la siguiente expresión:

$$F_c = \frac{\Delta_{df}}{\Delta_{t\ sys}}$$

Ecuación 2.37. Factor de corrección de desplazamiento.

Entonces, el perfil de desplazamiento se determina de la siguiente manera:

$$\Delta_i = F_c * (\Delta_{yi} + \Delta_{pi})$$

$$\Delta_i = F_c * (\Delta_{yi} + \Delta_{pi}) = \frac{\Delta_{df}}{\Delta_{t\ sys}} * \left[\frac{\varepsilon_y (h_i)^2}{l_w} \left(1 - \frac{h_i}{3 h_w} \right) + \left(\theta_c - \frac{\varepsilon_y h_w}{l_w} \right) h_i \right]$$

Ecuación 2.38. Perfil de desplazamiento corregido (Caso especial de diseño B).

Una vez determinado el cortante basal del sistema, para cualquier caso de diseño, se procede a distribuirlo hacia el número de muros en la dirección de análisis en base a la longitud de cada muro mediante la siguiente expresión:

$$V_m = \frac{l_w^2}{\sum l_w^2} * V_{Base}$$

Ecuación 2.39. Cortante en la base del muro.

Con,

V_m : Fuerza de corte en la base del muro estructural.

l_w : Longitud del muro.

V_{Base} : Cortante basal del sistema equivalente.

Posteriormente, se determina el momento en la base de cada muro:

$$M_{Bm} = V_m * H_e$$

Ecuación 2.40. Momento en la base del muro.

Donde,

M_{Bm} : Momento en la base del muro.

H_e : Altura efectiva del sistema equivalente.

Efectos P-Δ

A medida que las estructuras se desplazan lateralmente, por ejemplo, para un sistema de 1 GDL (Figura 2.12), las cargas gravitacionales inducen momentos de vuelco adicionales a los resultantes de las fuerzas de inercia laterales.

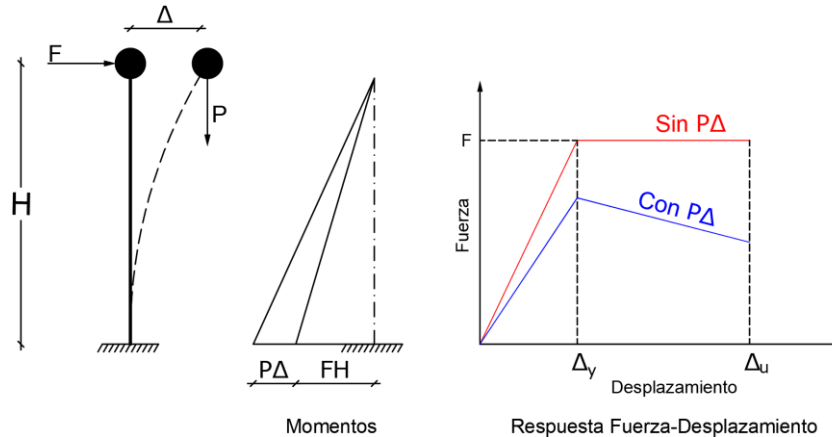


Figura 2.12. Influencia de los efectos P-Δ.

En base al esquema presentado, el momento en la base es:

$$M = FH + P\Delta$$

Ecuación 2.41. Momento incrementado por efectos P-Δ.

La importancia del efecto P-Δ es reconocido en gran parte de las normativas de diseño sísmico y, normalmente, se cuantifica mediante el índice de estabilidad (θ_{Δ}), el cual compara la magnitud del efecto P-Δ en la fluencia nominal o en el desplazamiento máximo esperado, con el momento en la base de diseño de la estructura. Debido a que el efecto P-Δ es de gran importancia en el nivel de diseño de la respuesta sísmica, se relaciona al índice de estabilidad con las condiciones de máxima respuesta (Priestley et al., 2007).

$$\theta_{\Delta} = \frac{P \Delta_{\max}}{M_D}$$

Ecuación 2.42. Índice de estabilidad.

Para estructuras de concreto, Priestley et al. (2007), recomiendan que cuando el índice de estabilidad sea mayor a 0.10, el momento base de diseño debe ser amplificado por efectos P-Δ, tal como se indica en la Ec 2.43., tomando $C=0.5$. Para valores menores del índice de estabilidad, estos pueden ser despreciados. Es sugerido que el valor del índice de estabilidad no exceda 0.33.

$$M_B = K_e * \Delta_t * H + C * P \Delta_t$$

Ecuación 2.43. Amplificación del momento por efectos P-Δ.

Con el fin de evaluar los efectos P-Δ para la tipología analizada, el índice de estabilidad debe ser determinado para cada muro estructural presente en la dirección de análisis, se emplean las siguientes expresiones, derivadas de las presentadas anteriormente:

$$\theta_{\Delta} = \frac{W_m * \Delta_t}{M_{Bm}}$$

Ecuación 2.44 Índice de estabilidad para muros en cantiléver.

Donde,

W_m : Peso por muro estructural.

Δ_t : Desplazamiento objetivo o de diseño.

M_{Bm} : Momento en la base del muro.

$$W_m = \frac{m_e * g}{n_w}$$

Ecuación 2.45. Peso por muro estructural.

Donde,

m_e : Masa efectiva del sistema equivalente.

g : Aceleración de la gravedad.

n_w : Número de muros en la dirección de análisis.

$$M_{\Delta Bm} = M_{Bm} + W_m * \Delta_t$$

Ecuación 2.46. Momento en la base del muro amplificado por efectos P-Δ.

$$V_{\Delta m} = \frac{M_{\Delta Bm}}{H_e}$$

Ecuación 2.47. Cortante en la base del muro amplificado por efectos P-Δ.

Donde,

$V_{\Delta m}$: Cortante en la base del muro amplificado por efectos P-Δ.

$M_{\Delta Bm}$: Momento en la base del muro amplificado por efectos P-Δ.

H_e : Altura efectiva del sistema equivalente.

Envolvente de diseño a momento y cortante

Una vez que el momento y cortante en la base del muro han sido determinados, se procede a construir la envolvente de diseño a momento y corte. Para el momento, se define una envolvente bilineal la cual se construye en función del momento por sobre resistencia en la base ($\phi^{\circ} M_B$), el momento de sobrerresistencia en la altura media ($M^{\circ}_{0.5H}$) y, en la parte superior del muro, el momento es cero.

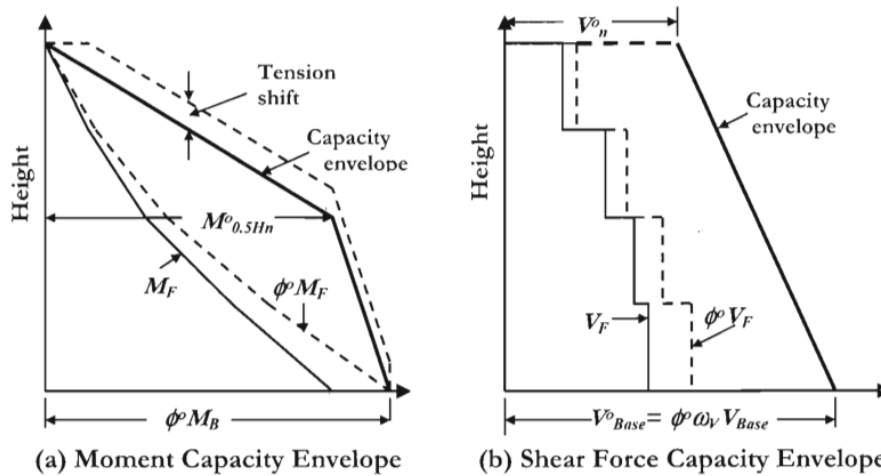


Figura 2.13. Envoltentes de diseño simplificadas para muros en cantiléver.

Fuente: Priestley et al. (2007)

Cuando en el procedimiento del DDBD se considera el endurecimiento por deformación para calcular el acero de refuerzo a flexión requerido en la base del muro se toma $\phi^{\circ} = 1$. Si al determinar el acero de refuerzo a flexión se ignora el endurecimiento por deformación, se adopta un valor de $\phi^{\circ} = 1.2$ (Priestley et al., 2007).

$$M^{\circ}_{0.5H} = C_{1,T} * \phi^{\circ} * M_B; C_{1,T} = 0.4 + 0.075 T_i \left(\frac{\mu_{sys}}{\phi^{\circ}} - 1 \right) \geq 0.40$$

Ecuación 2.48. Momento a media altura del muro.

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

Ecuación 2.49. Periodo elástico inicial.

Donde,

ϕ° : Factor de sobre resistencia flexural.

T_i : Periodo elástico inicial

r : Relación post fluencia-rigidez elástica. Priestley et al. (2007) recomiendan un valor típico de 0.05.

μ_{sys} : Ductilidad del sistema equivalente.

C_T : Coeficiente sísmico básico.

Para el diseño a corte, el factor de sobre resistencia ϕ° debe incluir incorporar la tolerancia por la sobre resistencia del material, endurecimiento por deformación y el exceso de refuerzo a flexión sobre el requerido para proporcionar la resistencia de diseño, este debe ser calculado mediante un análisis $M - \phi$, pero para estructuras simples o regulares, Ordóñez (2015) sugiere adoptar un valor conservador de $\phi^\circ = 1.18$.

La envolvente de corte se define por una línea recta entre la base y la parte superior del muro (Figura 2.13b). El corte basal de diseño por capacidad se relaciona con la fuerza cortante del método DDBD mediante la siguiente expresión (Priestley et al., 2007):

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

Ecuación 2.50. Amplificación dinámica y por sobrerresistencia de la fuerza cortante en la base del muro.

Donde,

$$\omega_V = 1 + \frac{\mu_{sys}}{\phi^\circ} C_{2,T} \quad ; \quad C_{2,T} = 0.067 + 0.4(T_i - 0.5) \leq 1.15$$

Ecuación 2.51. Factor de amplificación dinámica de corte.

En la parte superior del muro, el cortante de diseño está relacionado con el cortante en la base mediante:

$$V^\circ_n = C_3 V^\circ_{Base} \quad \text{donde} \quad C_3 = 0.9 - 0.3T_i \geq 0.30$$

Ecuación 2.52. Cortante de diseño en el tope del muro.

Con,

ω_V : Factor de amplificación dinámica de corte.

ϕ° : Factor de sobre resistencia para corte.

Una vez determinados los valores mayorados de momento y cortante en base a las respectivas envolventes simplificadas, se aplican los principios de la filosofía del diseño por capacidad a fin de detallar los muros estructurales, siguiendo el procedimiento mostrado en el ANEXO VII, con la aclaración de que, para el diseño a corte, no se debe volver a mayorar el cortante debido a que este ya fue mayorado al momento de determinar la envolvente.

3 RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

3.1 Resultados obtenidos mediante FBD

Secciones de vigas y columnas

Las secciones de vigas fueron evaluadas ante los límites de deflexión máxima admisible, para lo cual, se definieron las siguientes secciones:

V30x50cm

V25x30cm

En el ANEXO IX se presentan las expresiones utilizadas en la determinación de la deformación máxima y máxima admisible.

Tabla 3.1. Control de deflexiones en vigas.

| | Edificación 1 | | Edificación 2 | | Edificación 3 |
|------------------------------------|---------------|--------|---------------|--------|---------------|
| | V30x50 | V25x30 | V30x50 | V25x30 | V30x50 |
| L [m] | 6 | 3 | 6 | 3 | 6 |
| δ_{adm} [mm] | 12.5 | 6.25 | 12.5 | 6.25 | 12.5 |
| δ_D [mm] | 4.4 | 0.8 | 4.6 | 0.5 | 4.4 |
| δ_L [mm] | 1.3 | 0.2 | 1.4 | 0.2 | 1.3 |
| δ_{Total} [mm] | 10.2 | 1.8 | 10.5 | 1.2 | 10.0 |
| $\delta_{Total} \leq \delta_{adm}$ | Ok | Ok | Ok | Ok | Ok |

Las secciones de columnas fueron verificadas mediante la realización del diagrama de interacción (M, P) presente en el ANEXO X, de esta manera, se obtuvieron las siguientes secciones finales:

Tabla 3.2. Secciones de columnas.

| Elemento | Geometría 1 (6 Niveles) | | Geometría 2 (12 Niveles) | | Geometría 3 (18 Niveles) | |
|----------|-------------------------|-----------|--------------------------|-----------|--------------------------|-----------|
| COLUMNAS | 35x35 cm (6 Niveles) | Esquinas | 30x30 cm (6 Niveles) | Esquinas | 30x30 cm (6 Niveles) | Esquinas |
| | | | 40x40 cm (6 Niveles) | | 40x40 cm (6 Niveles) | |
| | 65x65 cm (6Niveles) | Centrales | 35x35 cm (3 Niveles) | Centrales | 40x40 cm (3 Niveles) | Centrales |
| | | | 45x45 cm (3 Niveles) | | 50x50 cm (3 Niveles) | |
| | | | 55x55 cm (3 Niveles) | | 60x60 cm (3 Niveles) | |
| | | | 65x65 cm (3 Niveles) | | 70x70 cm (3 Niveles) | |
| | | | | | 80x80 cm (6 Niveles) | |

Cortante basal y derivas

En base a los análisis presentados en el ANEXO VI, a continuación, se muestran los valores de coeficiente de cortante en la base (C), cortante basal de la edificación (V), y cortante en la base del muro (Vm), respectivamente.

Tabla 3.3. Cortante basal método de las fuerzas.

| | Edificación 1 | Edificación 2 | Edificación 3 |
|--------|---------------|---------------|---------------|
| | 6 Niveles | 12 Niveles | 18 Niveles |
| C [%] | 12.7 | 4.5 | 3.7 |
| V [T] | 264.6 | 187.3 | 240.7 |
| Vm [T] | 66 | 48 | 125 |

Una vez desarrollado el modelo estructural y realizado el análisis estático lineal, se obtuvieron las siguientes derivas inelásticas, las cuales son iguales tanto en el sentido X como en el Y debido a la configuración geométrica:

Tabla 3.4. Derivas elásticas y plásticas (inelásticas).

| Nivel | Elevación m | Edificación 1 | | Edificación 2 | | Edificación 3 | |
|-------|----------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| | | 6 Niveles | 12 Niveles | 12 Niveles | 18 Niveles | 18 Niveles | 18 Niveles |
| | | Deriva elástica | Deriva Plástica | Deriva elástica | Deriva Plástica | Deriva elástica | Deriva Plástica |
| 18 | 54 | | | | | 0.00262 | 0.0098 |
| 17 | 51 | | | | | 0.00264 | 0.0099 |
| 16 | 48 | | | | | 0.00265 | 0.0099 |
| 15 | 45 | | | | | 0.00266 | 0.0100 |
| 14 | 42 | | | | | 0.00266 | 0.0100 |
| 13 | 39 | | | | | 0.00264 | 0.0099 |
| 12 | 36 | | | 0.00261 | 0.00980 | 0.00260 | 0.0098 |
| 11 | 33 | | | 0.00269 | 0.01007 | 0.00254 | 0.0095 |
| 10 | 30 | | | 0.00276 | 0.01037 | 0.00246 | 0.0092 |
| 9 | 27 | | | 0.00282 | 0.01058 | 0.00235 | 0.0088 |
| 8 | 24 | | | 0.00284 | 0.01065 | 0.00222 | 0.0083 |
| 7 | 21 | | | 0.00280 | 0.01050 | 0.00205 | 0.0077 |
| 6 | 18 | 0.00187 | 0.0070 | 0.00268 | 0.01005 | 0.00184 | 0.0069 |
| 5 | 15 | 0.00188 | 0.0070 | 0.00248 | 0.00929 | 0.00161 | 0.0060 |
| 4 | 12 | 0.00180 | 0.0067 | 0.00217 | 0.00815 | 0.00133 | 0.0050 |
| 3 | 9 | 0.00157 | 0.0059 | 0.00175 | 0.00655 | 0.00102 | 0.0038 |
| 2 | 6 | 0.00114 | 0.0043 | 0.00119 | 0.00444 | 0.00067 | 0.0025 |
| 1 | 3 | 0.00047 | 0.0018 | 0.00046 | 0.00173 | 0.00027 | 0.0010 |
| Base | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

Diseño y armado de muros

Una vez realizado el diseño de muros según lo establecido en ACI318-19, capítulo 18, se obtuvieron las siguientes dimensiones:

Tabla 3.5. Secciones finales de muros (FBD).

| | | Edificación 1 | Edificación 2 | Edificación 3 |
|---------|--------|---------------|---------------|---------------|
| Alma | L [m] | 2.20 | 2.20 | 5.50 |
| | bw [m] | 0.25 | 0.25 | 0.30 |
| Cabezal | b [m] | 0.40 | 0.40 | 0.50 |
| | h [m] | 0.40 | 0.40 | 0.50 |

A continuación, se muestra el armado de cada muro obtenido mediante las solicitaciones de flexocompresión, corte y confinamiento, presentes en el ANEXO VIII.

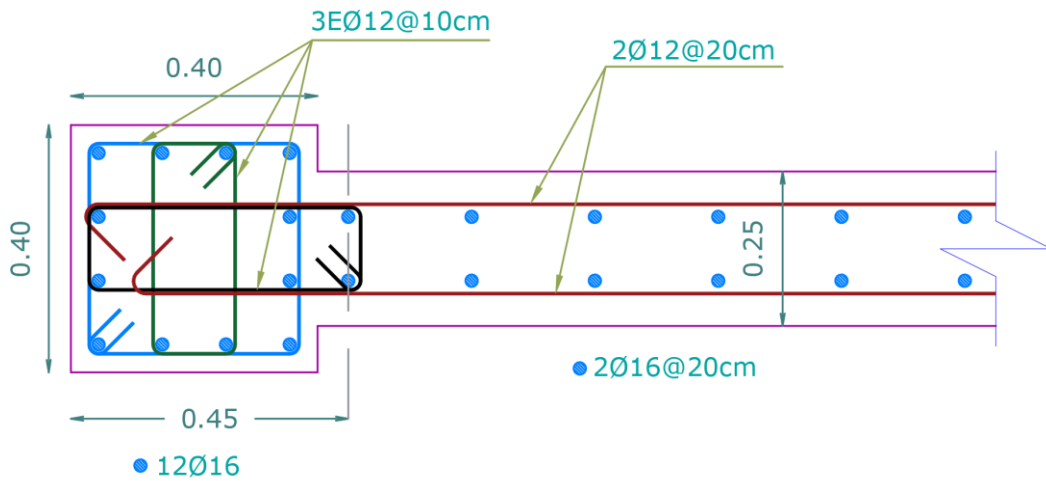


Figura 3.1. Armado requerido por FBD del muro perteneciente a la Edificación 1 (6 Niv).

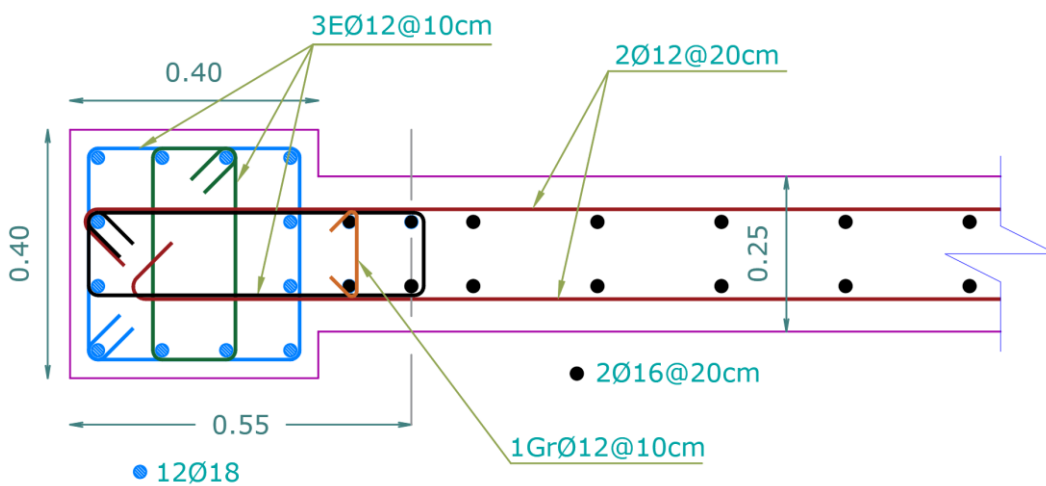


Figura 3.2. Armado requerido por FBD del muro perteneciente a la Edificación 2 (12 Niv).

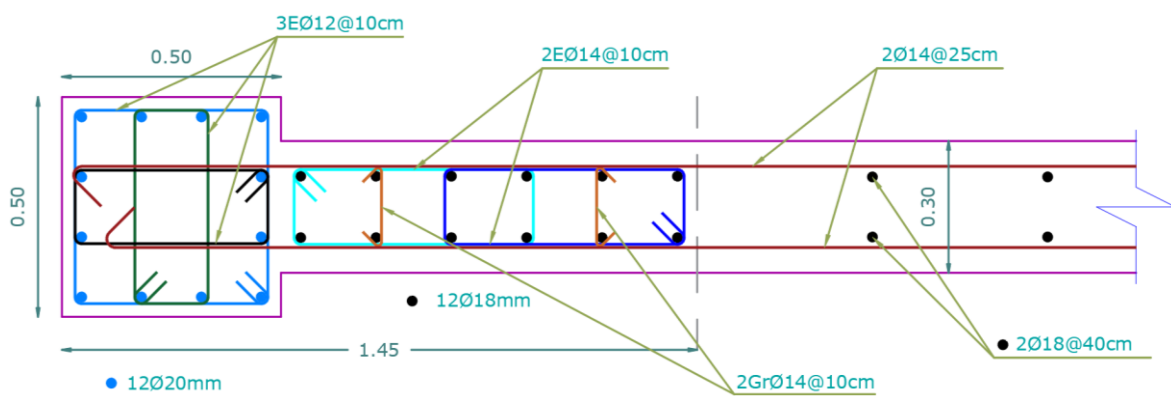


Figura 3.3. Armado requerido por FBD del muro perteneciente a la Edificación 3 (18 Niv).

3.2 Resultados obtenidos mediante DDBD

Secciones de vigas y columnas

Con el objetivo de obtener una mejor comparación del comportamiento de muros mediante la aplicación de las dos metodologías, se mantuvieron las mismas secciones de vigas y columnas, las cuales se presentan en la sección 3.1.

Perfil de desplazamiento y derivas

Empleando el modelo de rótula plástica de Priestley para la determinación del desplazamiento plástico, se obtuvieron los siguientes perfiles de desplazamientos y sus respectivas derivas de piso, tal como se expone en el ANEXO XI:

Tabla 3.6. Perfil de desplazamientos y derivas mediante el modelo de rótula plástica de Priestley.

| Nivel | Altura (m) | Edificación 3 (18 Niveles) | | Edificación 2 (12 Niveles) | | Edificación 1 (6 Niveles) | |
|-------|------------|-------------------------------|------------|-------------------------------|------------|------------------------------|------------|
| | | Δt (m) | Deriva (%) | Δt (m) | Deriva (%) | Δt (m) | Deriva (%) |
| 18 | 54 | 2.44 | 5.76% | | | | |
| 17 | 51 | 2.27 | 5.62% | | | | |
| 16 | 48 | 2.10 | 5.47% | | | | |
| 15 | 45 | 1.93 | 5.32% | | | | |
| 14 | 42 | 1.77 | 5.18% | | | | |
| 13 | 39 | 1.62 | 5.03% | | | | |
| 12 | 36 | 1.47 | 4.88% | 1.67 | 5.85% | | |
| 11 | 33 | 1.32 | 4.74% | 1.49 | 5.63% | | |
| 10 | 30 | 1.18 | 4.59% | 1.32 | 5.41% | | |
| 9 | 27 | 1.04 | 4.44% | 1.16 | 5.19% | | |
| 8 | 24 | 0.91 | 4.30% | 1.01 | 4.97% | | |
| 7 | 21 | 0.78 | 4.15% | 0.86 | 4.75% | | |
| 6 | 18 | 0.65 | 4.00% | 0.72 | 4.53% | 0.63 | 4.24% |
| 5 | 15 | 0.53 | 3.86% | 0.58 | 4.31% | 0.50 | 3.95% |
| 4 | 12 | 0.42 | 3.71% | 0.45 | 4.09% | 0.39 | 3.65% |
| 3 | 9 | 0.31 | 3.56% | 0.33 | 3.87% | 0.28 | 3.36% |
| 2 | 6 | 0.20 | 3.42% | 0.21 | 3.65% | 0.18 | 3.07% |
| 1 | 3 | 0.10 | 3.27% | 0.10 | 3.43% | 0.08 | 2.77% |
| 0 | 0 | 0.00 | 3.27% | 0.00 | 3.43% | 0.00 | 2.77% |

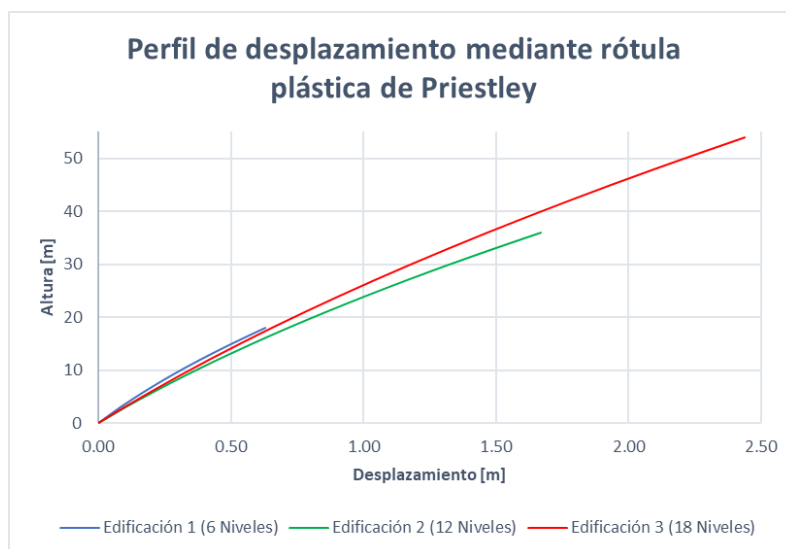


Figura 3.4. Perfiles de desplazamiento mediante el modelo de rótula plástica de Priestley.

Debido a que los desplazamientos y derivas obtenidas por el modelo de rótula plástica de Priestley presentan valores muy altos, se opta por calcular el desplazamiento plástico en función del límite de deriva inelástica (0.02) propuesto por la NEC-SE-DS (2014), obteniéndose así los siguientes valores:

Tabla 3.7. Perfil de desplazamientos y derivas mediante aplicando el límite máximo de deriva.

| Nivel | Altura (m) | Edificación 3 (18 Niveles) | | Edificación 2 (12 Niveles) | | Edificación 1 (6 Niveles) | |
|-------|------------|-------------------------------|------------|-------------------------------|------------|------------------------------|------------|
| | | Δt (m) | Deriva (%) | Δt (m) | Deriva (%) | Δt (m) | Deriva (%) |
| 18 | 54 | 0.37 | 1.03% | | | | |
| 17 | 51 | 0.34 | 1.03% | | | | |
| 16 | 48 | 0.31 | 1.01% | | | | |
| 15 | 45 | 0.28 | 0.99% | | | | |
| 14 | 42 | 0.25 | 0.97% | | | | |
| 13 | 39 | 0.22 | 0.94% | | | | |
| 12 | 36 | 0.19 | 0.90% | 0.37 | 1.52% | | |
| 11 | 33 | 0.17 | 0.85% | 0.32 | 1.50% | | |
| 10 | 30 | 0.14 | 0.80% | 0.27 | 1.45% | | |
| 9 | 27 | 0.12 | 0.75% | 0.23 | 1.39% | | |
| 8 | 24 | 0.09 | 0.68% | 0.19 | 1.31% | | |
| 7 | 21 | 0.07 | 0.61% | 0.15 | 1.20% | | |
| 6 | 18 | 0.06 | 0.54% | 0.11 | 1.07% | 0.25 | 1.79% |
| 5 | 15 | 0.04 | 0.45% | 0.08 | 0.93% | 0.20 | 1.73% |
| 4 | 12 | 0.03 | 0.36% | 0.05 | 0.76% | 0.15 | 1.59% |
| 3 | 9 | 0.01 | 0.27% | 0.03 | 0.57% | 0.10 | 1.40% |
| 2 | 6 | 0.01 | 0.16% | 0.01 | 0.36% | 0.06 | 1.13% |
| 1 | 3 | 0.00 | 0.06% | 0.00 | 0.12% | 0.02 | 0.80% |
| 0 | 0 | 0.00 | 0.06% | 0.00 | 0.12% | 0.00 | 0.80% |

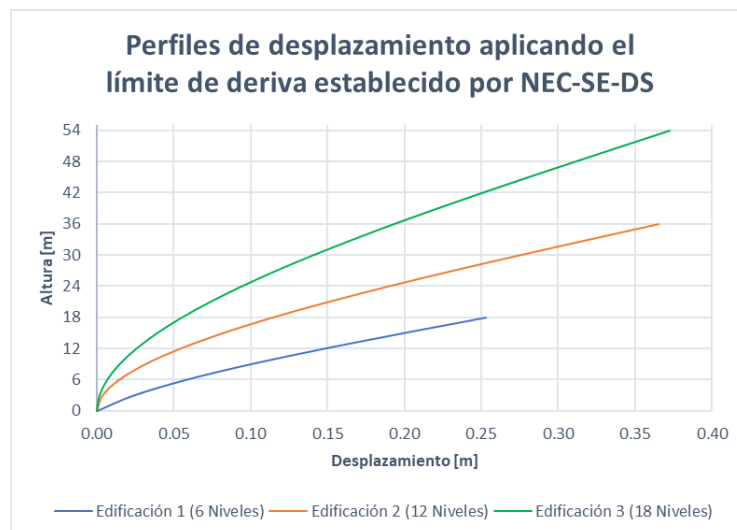


Figura 3.5. Perfiles de desplazamiento aplicando el límite máximo de deriva.

En el ANEXO XII, se presenta el procedimiento del DDBD realizado para la determinación de los perfiles de desplazamiento en función del límite de deriva, las características del sistema equivalente de 1 GDL, el cálculo del cortante basal en función de los casos de diseño expuestos en el apartado 2.6., la amplificación por efectos P- Δ y finalmente, la obtención de la envolvente de diseño por capacidad.

Cortante y momento en la base

El cortante basal se determinó en función de los casos especiales diseño explicados en la Sección 2.6.: Caso A (Edificación 2 y 3) y Caso B (Edificación 1), tal como lo muestra el ANEXO XII. De esta manera, en la siguiente tabla se presenta el desplazamiento de diseño (Δ_t) y cortante basal del sistema equivalente (V_B), el cortante y momento basal por muro amplificado por efectos P- Δ ($M_{\Delta Bm}$, $V_{\Delta m}$) y el momento y cortante pertenecientes a la envolvente de diseño por capacidad ($\phi^{\circ}M_B$ y V°_{Base}).

Tabla 3.8. Cortantes y momentos obtenidos mediante DDBD.

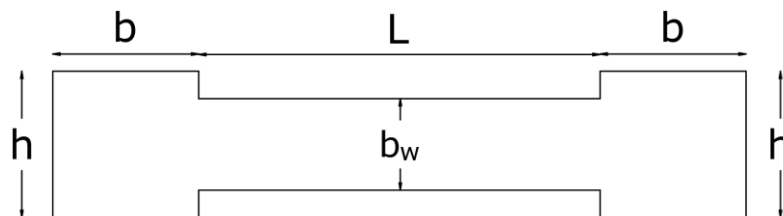
| | Edificación 1 6 Niveles | Edificación 2 12 Niveles | Edificación 3 18 Niveles |
|--------------------------|----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| $\Delta_{t\ sys}$ [m] | 0.178 | 0.244 | 0.244 |
| V_B [T] | 186.1 | 149.5 | 210.0 |
| $M_{\Delta Bm}$ [T*m] | 666.0 | 1102.4 | 4505.5 |
| $V_{\Delta m}$ [T] | 49.0 | 40.2 | 110.9 |
| $\phi^{\circ} M_B$ [T*m] | 666.0 | 1102.4 | 4505.5 |
| V°_{Base} [T] | 109.8 | 93.6 | 258.3 |

Diseño y armado de muros

El diseño y detallamiento de muros se realizó de acuerdo con los principios de la filosofía del diseño por capacidad, siguiendo los procedimientos y criterios establecidos en la norma ACI318-19, capítulo 18, de esta manera, se obtuvieron las siguientes dimensiones:

Tabla 3.9. Secciones finales de muros (DDBD).

| | | Edificación 1 | Edificación 2 | Edificación 3 |
|---------|-----------|---------------|---------------|---------------|
| | | 6 Niveles | 12 Niveles | 18 Niveles |
| Alma | L [m] | 2.20 | 2.00 | 5.30 |
| | b_w [m] | 0.25 | 0.25 | 0.30 |
| Cabezal | b [m] | 0.40 | 0.50 | 0.60 |
| | h [m] | 0.40 | 0.50 | 0.60 |



Ahora, se muestra el detalle de armado de cada muro obtenido mediante las solicitaciones de flexocompresión, corte y confinamiento, mismas que se muestran en el ANEXO XIII.

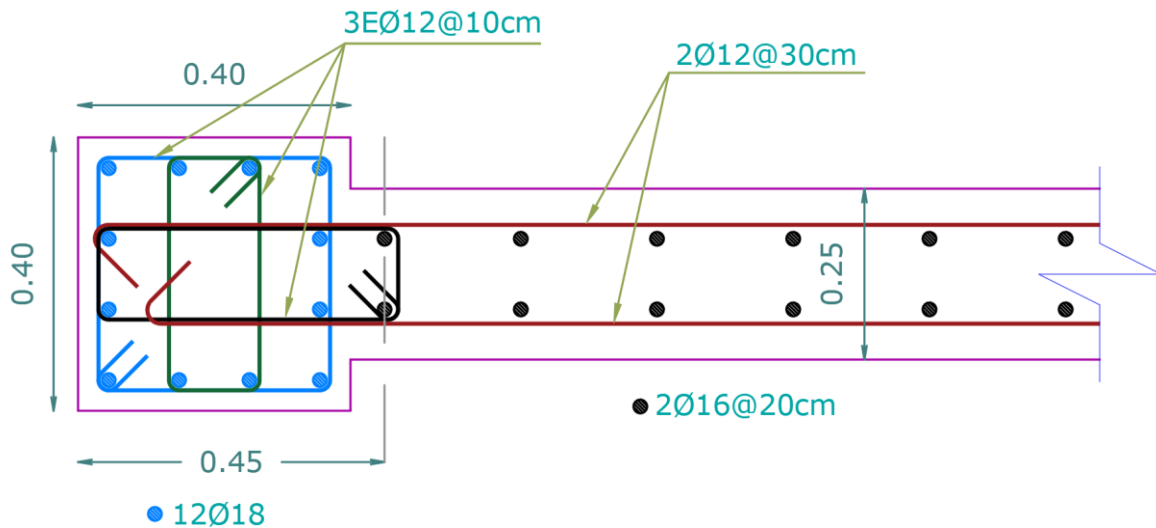


Figura 3.6. Armado requerido por DDBD del muro perteneciente a la Edificación 1 (6 Niv).

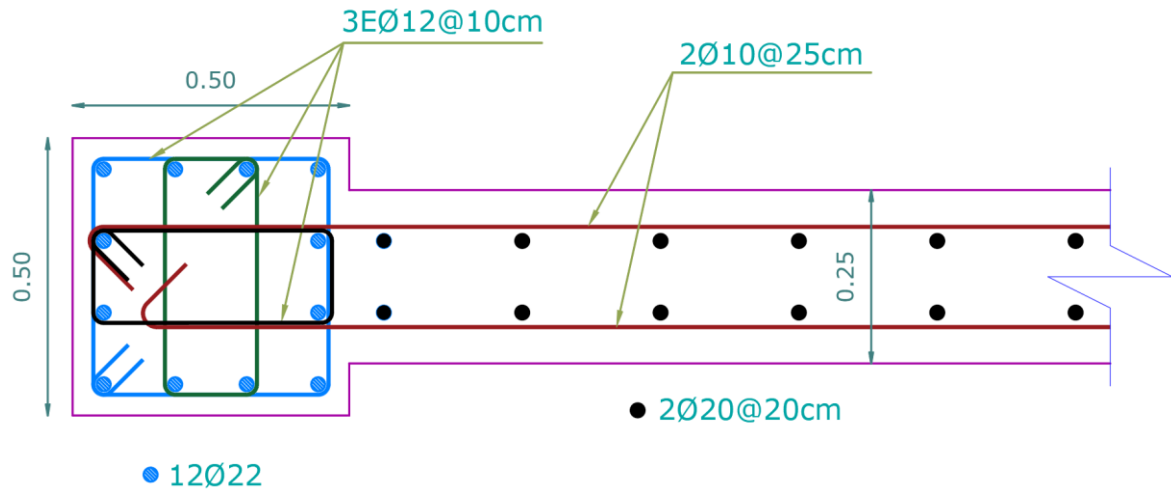


Figura 3.7. Armado requerido por DDBD del muro perteneciente a la Edificación 2 (12 Niv).

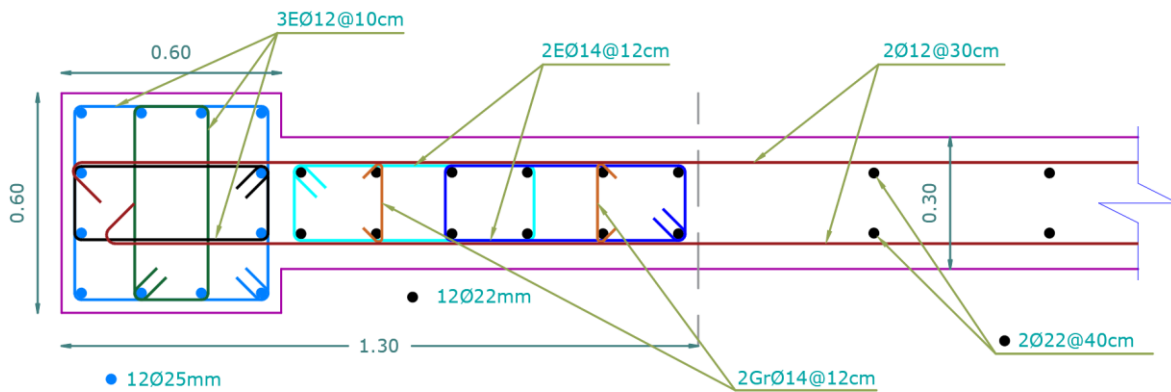


Figura 3.8 Armado requerido por DDBD del muro perteneciente a la Edificación 3 (18 Niv).

3.3 Comparación de resultados

Ahora, se presenta una comparación referente a desplazamientos laterales, deriva de piso, cuantía de acero longitudinal y cortantes y momentos en la base del muro.

Tabla 3.10. Desplazamiento lateral obtenido mediante FBD y DDBD.

| Nivel | Altura (m) | Edificación 3 (18 Niveles) | | Edificación 2 (12 Niveles) | | Edificación 1 (6 Niveles) | |
|-------|------------|-------------------------------|--------|-------------------------------|--------|------------------------------|--------|
| | | Desplazamiento lateral (m) | | | | | |
| | | FBD | DDBD | FBD | DDBD | FBD | DDBD |
| 18 | 54 | 0.1105 | 0.3723 | | | | |
| 17 | 51 | 0.1026 | 0.3413 | | | | |
| 16 | 48 | 0.0947 | 0.3105 | | | | |
| 15 | 45 | 0.0868 | 0.2801 | | | | |
| 14 | 42 | 0.0788 | 0.2502 | | | | |
| 13 | 39 | 0.0708 | 0.2212 | | | | |
| 12 | 36 | 0.0629 | 0.1930 | 0.0817 | 0.3650 | | |
| 11 | 33 | 0.0551 | 0.1661 | 0.0739 | 0.3195 | | |
| 10 | 30 | 0.0475 | 0.1404 | 0.0658 | 0.2746 | | |
| 9 | 27 | 0.0401 | 0.1163 | 0.0575 | 0.2310 | | |
| 8 | 24 | 0.0330 | 0.0940 | 0.0491 | 0.1893 | | |
| 7 | 21 | 0.0264 | 0.0735 | 0.0406 | 0.1501 | | |
| 6 | 18 | 0.0202 | 0.0552 | 0.0322 | 0.1141 | 0.0981 | 0.2531 |
| 5 | 15 | 0.0147 | 0.0391 | 0.0241 | 0.0819 | 0.0771 | 0.1994 |
| 4 | 12 | 0.0099 | 0.0255 | 0.0167 | 0.0541 | 0.0560 | 0.1476 |
| 3 | 9 | 0.0059 | 0.0146 | 0.0102 | 0.0314 | 0.0358 | 0.0998 |
| 2 | 6 | 0.0028 | 0.0066 | 0.0049 | 0.0144 | 0.0181 | 0.0579 |
| 1 | 3 | 0.0008 | 0.0017 | 0.0014 | 0.0037 | 0.0053 | 0.0240 |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

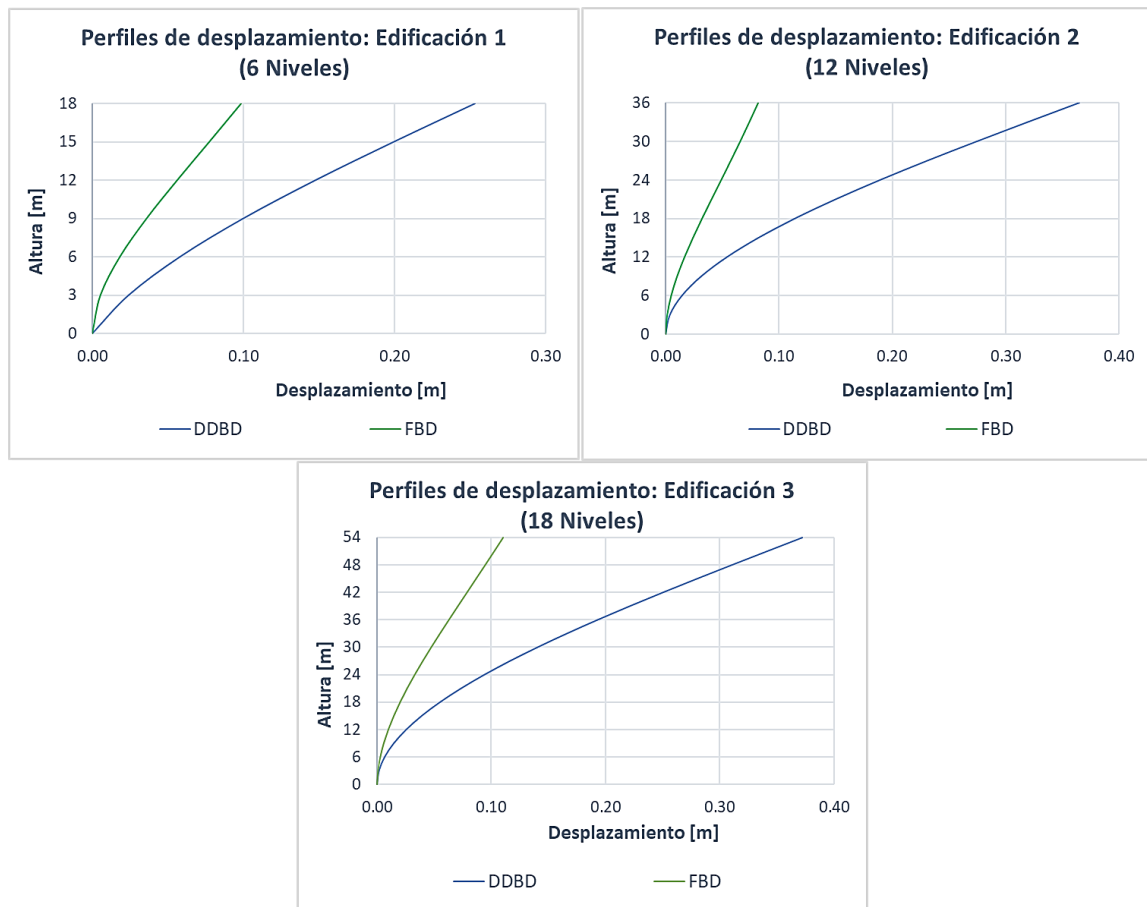


Figura 3.9. Perfiles de desplazamiento obtenidos mediante FBD y DDBD.

Tabla 3.11. Deriva de piso inelástica obtenida mediante FBD y DDBD.

| Nivel | Altura (m) | Edificación 3 (18 Niveles) | | Edificación 2 (12 Niveles) | | Edificación 1 (6 Niveles) | |
|-------|------------|-------------------------------|------|-------------------------------|------|------------------------------|------|
| | | FBD | DDBD | FBD | DDBD | FBD | DDBD |
| 18 | 54 | 0.98 | 1.03 | | | | |
| 17 | 51 | 0.99 | 1.03 | | | | |
| 16 | 48 | 0.99 | 1.01 | | | | |
| 15 | 45 | 1.00 | 0.99 | | | | |
| 14 | 42 | 1.00 | 0.97 | | | | |
| 13 | 39 | 0.99 | 0.94 | | | | |
| 12 | 36 | 0.98 | 0.90 | 0.98 | 1.52 | | |
| 11 | 33 | 0.95 | 0.85 | 1.01 | 1.50 | | |
| 10 | 30 | 0.92 | 0.80 | 1.04 | 1.45 | | |
| 9 | 27 | 0.88 | 0.75 | 1.06 | 1.39 | | |
| 8 | 24 | 0.83 | 0.68 | 1.07 | 1.31 | | |
| 7 | 21 | 0.77 | 0.61 | 1.05 | 1.20 | | |
| 6 | 18 | 0.69 | 0.54 | 1.00 | 1.07 | 0.70 | 1.79 |
| 5 | 15 | 0.60 | 0.45 | 0.93 | 0.93 | 0.70 | 1.73 |
| 4 | 12 | 0.50 | 0.36 | 0.81 | 0.76 | 0.67 | 1.59 |
| 3 | 9 | 0.38 | 0.27 | 0.65 | 0.57 | 0.59 | 1.40 |
| 2 | 6 | 0.25 | 0.16 | 0.44 | 0.36 | 0.43 | 1.13 |
| 1 | 3 | 0.10 | 0.06 | 0.17 | 0.12 | 0.18 | 0.80 |
| 0 | 0 | 0.10 | 0.06 | 0.17 | 0.12 | 0.18 | 0.80 |

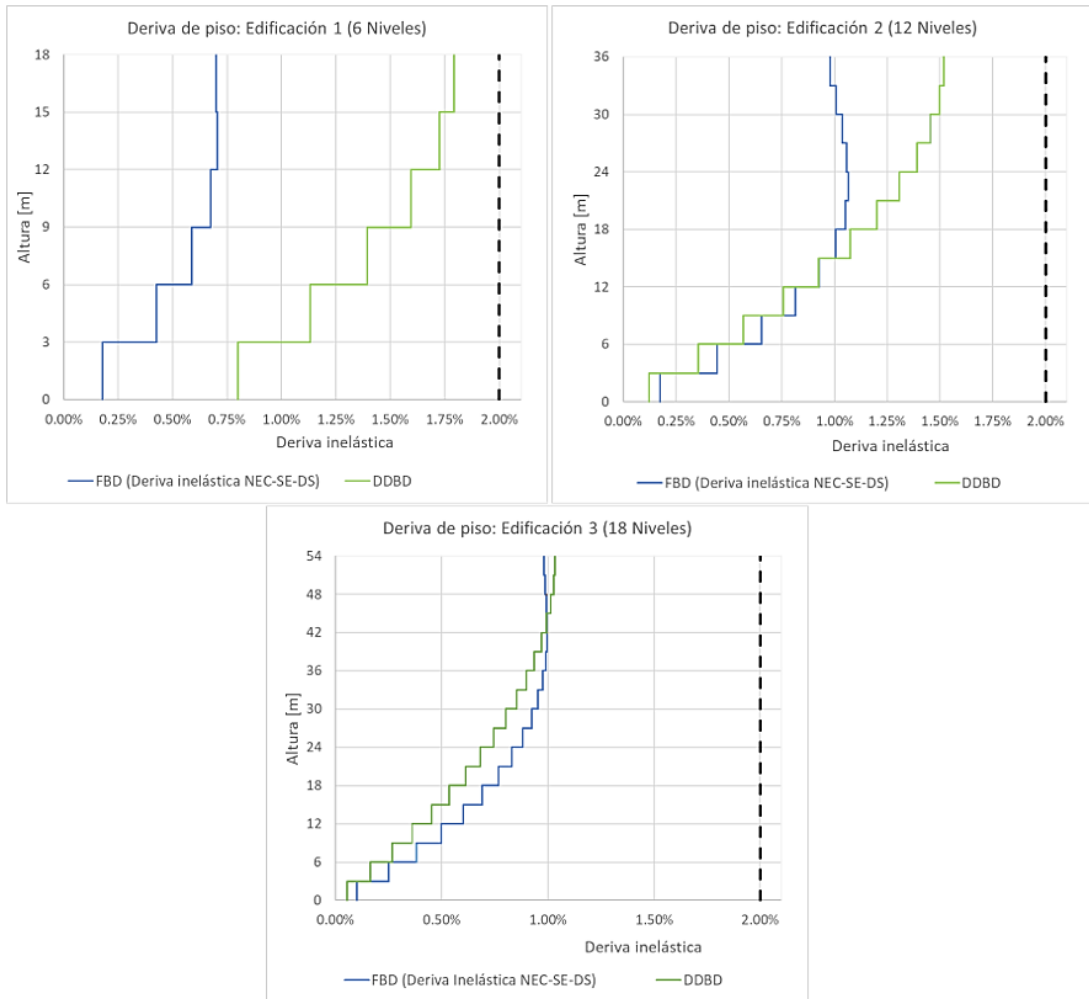


Figura 3.10. Perfiles de deriva de piso obtenidos mediante FBD y DDBD.

Tabla 3.12. Cuantía de refuerzo longitudinal en muros obtenida mediante FBD y DDBD.

| | Edificación 1 (6 Niveles) | Edificación 2 (12 Niveles) | Edificación 3 (18 Niveles) |
|---|------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| Cuantía de refuerzo longitudinal | | | |
| FBD | 1.1% | 1.2% | 0.8% |
| DDBD | 1.2% | 1.6% | 1.2% |

Tabla 3.13. Cortante y momento en la base.

| | Edificación 1 (6 Niveles) | | Edificación 2 (12 Niveles) | | Edificación 3 (18 Niveles) | |
|----------------------|------------------------------|------|-------------------------------|------|-------------------------------|------|
| | FBD | DDBD | FBD | DDBD | FBD | DDBD |
| Cortante [T] | 66 | 49 | 48 | 40 | 125 | 111 |
| Momento [T*m] | 637 | 666 | 620 | 1102 | 3387 | 4506 |

Las siguientes figuras se presentan con el fin de obtener una mejor visualización de la variación en los valores de cortante y momento:

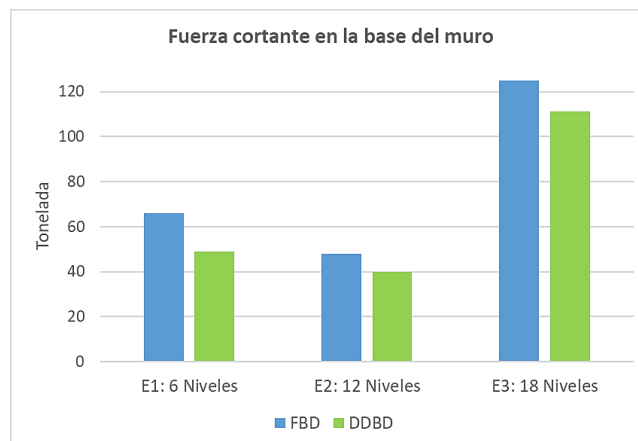


Figura 3.11. Variación del cortante en la base obtenido mediante FBD y DDBD.

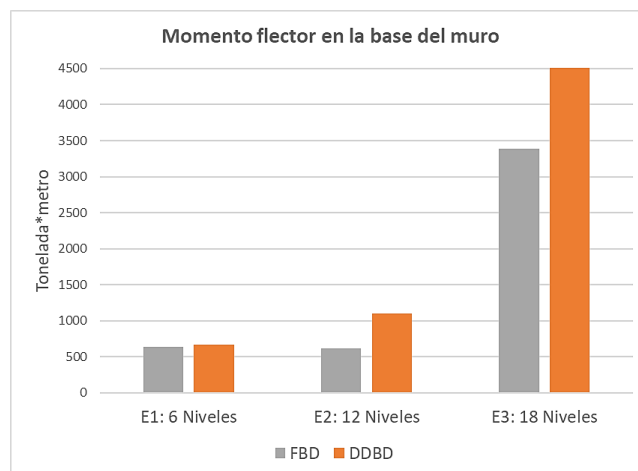


Figura 3.12. Variación del momento en la base obtenido mediante FBD y DDBD.

3.4 Conclusiones

Después de haber analizado los resultados obtenidos, se concluye que ha sido posible cumplir con los objetivos proyectados para llevar a cabo este trabajo de integración curricular. Con respecto a la aplicación del método FBD y DDBD en estructuras de muros en cantilever de hormigón armado, se resalta la siguientes conclusiones:

El valor del coeficiente de cortante basal C , empleado en el FBD, disminuye a medida que la altura de la edificación aumenta, esto se debe a que mientras mayor es la altura, el periodo de vibración incrementa y por consecuencia, la ordenada de aceleración espectral disminuye. Es así como, para las estructuras de 6, 12 y 18 niveles, se obtuvieron valores de C de 12.7, 4.5 y 3.7%, respectivamente.

El procedimiento del diseño basado en fuerzas (FBD), a pesar de ser el más divulgado y empleado, no está exento de incertidumbres, de entre las cuales se destaca usar el factor de reducción sísmica (R) pues, para su aplicación, se asume que todas las edificaciones de una misma tipología estructural son capaces de alcanzar mismos niveles de ductilidad.

Una vez realizado el diseño por medio de las dos metodologías planteadas, se concluye que la aplicación del DDBD es más sencilla que el método basado en fuerzas. La razón principal de su sencillez es que el DDBD consigue reemplazar la estructura de múltiples grados de libertad por una estructura equivalente de un grado de libertad, además, a diferencia del FBD, en esta metodología no es indispensable el uso de un modelo estructural computacional ya que, mediante un procedimiento manual, es posible conocer las solicitaciones de cortante y momento en muros generadas por la carga sísmica.

Para las estructuras analizadas, los perfiles de desplazamiento calculados según el modelo de rótula plástica de Priestley arrojaron valores de deriva superiores al límite establecido por la NEC-SE-DS, es decir, las deformaciones del material no gobiernan las derivas ya que, para las edificaciones de 6, 12 y 18 niveles, se obtuvieron derivas en el último nivel de 4.2, 5.9 y 5.8%, respectivamente, por lo que fue necesario determinar los perfiles de desplazamiento aplicando el límite de deriva plástica establecido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (2%).

En la determinación inicial de los perfiles de desplazamiento según el límite de deriva del 2% y, para las condiciones analizadas ($\varepsilon_y = 0.0022$), fue necesario obtener una relación entre la altura (h_w) y la longitud del muro (l_w) igual o inferior a 9, ya que para relaciones $h_w/l_w > 9$, la deriva de fluencia (θ_y) sobrepasa el valor de la deriva límite ($\theta_t = 0.02$) y por consecuencia, tanto la deriva (θ_p) como el desplazamiento plástico (Δ_p) adquieren valores

negativos, los cuales indican que la estructura es demasiado flexible. Por este motivo, para la edificación 2, inicialmente se planteó un muro de 4 metros de longitud con el objetivo de tener plastificación y poder alcanzar una deriva inferior al 2%, tras calcular el desplazamiento de fluencia del sistema equivalente y el desplazamiento de la esquina del espectro de diseño, se determinó que la estructura no alcanzaría la fluencia y trabajaría solo en el rango elástico, por lo que se decidió disminuir la longitud del muro.

Los desplazamientos laterales por nivel calculados mediante el DDBD son considerablemente superiores a los determinados mediante el FBD, lo cual refleja una de las principales diferencias entre ambas metodologías, ya que en el DDBD se busca que la estructura pueda resistir la fuerza sísmica en base a su capacidad de desplazamiento. Por esta razón, la deriva de piso calculada por DDBD es ligeramente mayor a la determinada por FBD, cuya variación disminuye a medida que las edificaciones alcanzan mayor altura.

En la realización de este trabajo, la máxima demanda de desplazamiento espectral para un amortiguamiento del 5% ($\Delta_c = 0.24 \text{ m}$) fue muy baja debido a las buenas características del perfil de suelo escogido, lo cual ocasionó que, para todas las edificaciones, el desplazamiento objetivo sea mayor al desplazamiento máximo para el nivel de amortiguamiento calculado y, por consecuencia, fue necesario la aplicación de los casos especiales de diseño en el cálculo del cortante basal. El caso especial B se aplicó en la edificación de 6 niveles, mientras que, para las edificaciones de 12 y 18 niveles, fue requerido el caso especial A.

El índice de estabilidad calculado para las edificaciones de 6, 12 y 18 niveles es 0.105, 0.15 y 0.11 respectivamente, estos valores sobrepasan el límite de 0.10 sugerido por Priestley et al. (2007) para estructuras de hormigón armado, por ende, fue necesario realizar la amplificación de cortante y momento por la influencia de los efectos P- Δ .

El cortante basal debido a la carga sísmica obtenido mediante el FBD presenta valores mayores a los obtenidos mediante el DDBD, con una variación del 26, 16 y 11%, para las edificaciones de 6, 12 y 18 niveles respectivamente, es decir, mientras mayor es la altura de la edificación, más se acercan los valores obtenidos por medio de las dos metodologías.

Los valores de momento en la base de los muros obtenidos por DDBD son superiores a los determinados por FBD, presentándose variaciones de 4, 44 y 25%, para las edificaciones de 6, 12 y 18 niveles respectivamente, en otras palabras, la diferencia entre estos valores es mayor a medida la altura de la edificación se incrementa, pues se tienen diferencias de 29, 482 y 1119 T*m.

Para las tres edificaciones analizadas, las cuantías de acero longitudinal calculadas en base a las solicitaciones por FBD son menores a las obtenidas por DDBD, esto se debe a que los momentos en la base y, por ende, los requerimientos por flexocompresión, son mayores en el diseño basado en desplazamientos, lo cual ocasiona que la diferencia sea mayor a medida que aumenta la altura de la estructura.

La filosofía del diseño por capacidad es una herramienta valiosa al momento de realizar un adecuado diseño y detallamiento de elementos estructurales, ya que sus procedimientos se aplican con el objetivo de asegurar la seguridad estructural, pero para su aplicación, es importante considerar sus impactos sobre las propiedades y respuesta de cada sistema estructural.

3.5 Recomendaciones

Para la aplicación del diseño basado en fuerzas se recomienda realizar un adecuado modelo estructural donde se aborden todas las consideraciones asumidas y, para obtener resultados más reales, es recomendable trabajar con las propiedades de los materiales disponibles en nuestro medio. Además, los resultados obtenidos del modelo referentes a peso de la estructura y cortante basal deben ser comprobados mediante la realización de cálculos manuales u hojas de cálculo.

En la aplicación del método de diseño directo basado en desplazamientos, se recomienda siempre calcular el índice de estabilidad y tomar en consideración la importancia de los efectos de segundo orden ($P-\Delta$), ya que estos, dependiendo de la altura de la edificación, pueden ocasionar variaciones significativas en los valores de momento en la base.

Para el diseño por capacidad de muros estructurales se recomienda siempre emplear cabezales, ya que estos resisten principalmente la carga axial y permiten obtener una mejor capacidad a flexocompresión sin necesidad de incrementar la cuantía de acero longitudinal.

Un correcto diseño estructural no está completo sin un adecuado detallamiento de los elementos estructurales, donde influyen las consideraciones de recubrimiento, espaciamiento, etc., por tal motivo, se recomienda regirse a las normas de diseño de hormigón reforzado como lo es la ACI318-19 o la NEC-SE-HM (2014).

Con el objetivo de analizar el comportamiento de este tipo de estructuras mediante el procedimiento del DDBD, se recomienda diseñarlas considerando una demanda sísmica mayor, misma que ocasione un comportamiento no lineal de los muros estructurales, para

así evaluar las diferencias referentes a cortante, momento en la base y cuantía de acero de refuerzo con los valores obtenidos en este trabajo.

4 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almada, D., Bárcena, J., & Enciso, M. (2016). *Determinación y Análisis de la gráfica Momento-Curvatura de diferentes secciones de vigas de concreto reforzado*. Monterrey, México.: Tecnológico de Monterrey.
- American Concrete Institute Committee 318. (2019). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*. Chicago: ACI.
- Caiza, P., & Viera, P. (2019). *Diseño de columnas, muros estructurales y diafragmas en hormigón armado*. Quito: Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE.
- Chang, D. (2015). *Estudio de relaciones momento-curvatura en secciones de concreto armado y concreto preesforzado sometidas a flexión*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- ElAttar, A., Zaghw, A., & Elansary, A. (2014). COMPARISON BETWEEN THE DIRECT DISPLACEMENT BASED DESIGN AND THE FORCE BASED DESIGN METHODS IN REINFORCED CONCRETE FRAMED STRUCTURES. *SECOND EUROPEAN CONFERENCE ON EARTHQUAKE ENGINEERING AND SEISMOLOGY*.
- García, D. (2017). *Manual para la elaboración de diagramas Momento-Curvatura de secciones de concreto reforzado*. Pamplona: Universidad de Pamplona.
- Medina, C. (2012). *Estudio de la relación Momento-Curvatura como herramienta para entender el comportamiento de secciones de hormigón armado*. Ambato: Universidad Técnica de Ambato.
- MIDUVI. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción: Cargas (No sísmicas)*. Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- MIDUVI. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción: Estructuras de hormigón armado*. Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- MIDUVI. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción: Seguridad Estructural-Diseño Sismo Resistente*. Quito: Dirección de comunicación social, MIDUVI.
- Ordóñez, J. L. (2015). *DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS DE ESTRUCTURAS APORTICADAS Y ESTRUCTURAS CON MUROS DE CORTE*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Paulay, T., & Priestley, M. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. New York: JOHN WILEY & SONS, INC.

- Placencia, P. (2022). *Notas de clase de la asignatura Diseño de Proyectos Estructurales*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Priestley, M., Calvi, G., & Kowalsky, M. (2007). *DISPLACEMENT-BASED SEISMIC DESIGN OF STRUCTURES*. Pavia, Italia: IUSS Press.
- Sosa, D. (2022). *Apuntes de clase Diseño de Proyecto Integrador: Aplicación del DDBD (Direct Displacement Based Design) y comparación con el FBD (Force Based Design) en estructuras regulares de 5 a 20 pisos*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Suárez, V. (2009). Diseño Basado en Desplazamientos, una Alternativa Racional al Diseño Basado en Fuerzas. *Revista Tecnológica ESPOL- RTE, Vol. 22, 47-59*.

5 ANEXOS

ANEXO I

Diagrama de flujo para el método FBD

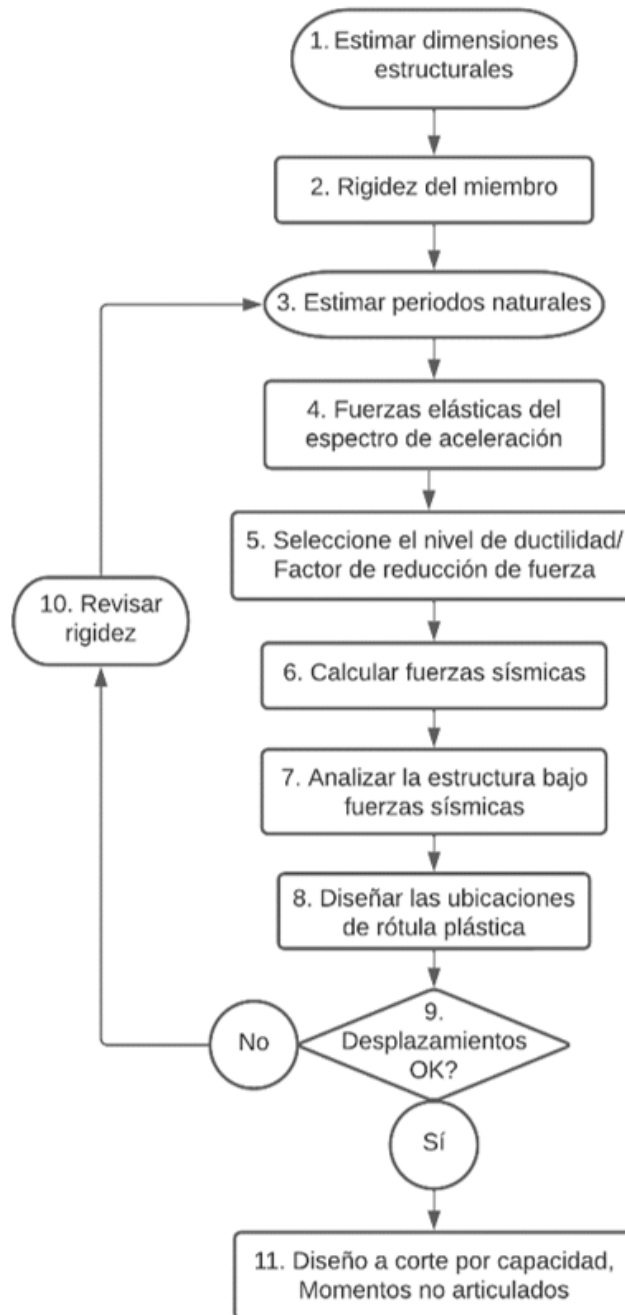


Figura 5.1. Secuencia de operaciones para FBD.

Fuente: Priestley et al. (2007).

ANEXO II

DETERMINACIÓN DEL DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA

Analizado una sección rectangular de hormigón armado sometida a flexión, para cuando ocurre la primera fluencia y se tiene esfuerzos de compresión en el hormigón, mismos que serán simplificados mediante el bloque de compresión de Whitney, además, se tiene acero de refuerzo a tensión y compresión y una carga axial aplicada en el centro de gravedad de la sección, tal como se muestra a continuación:

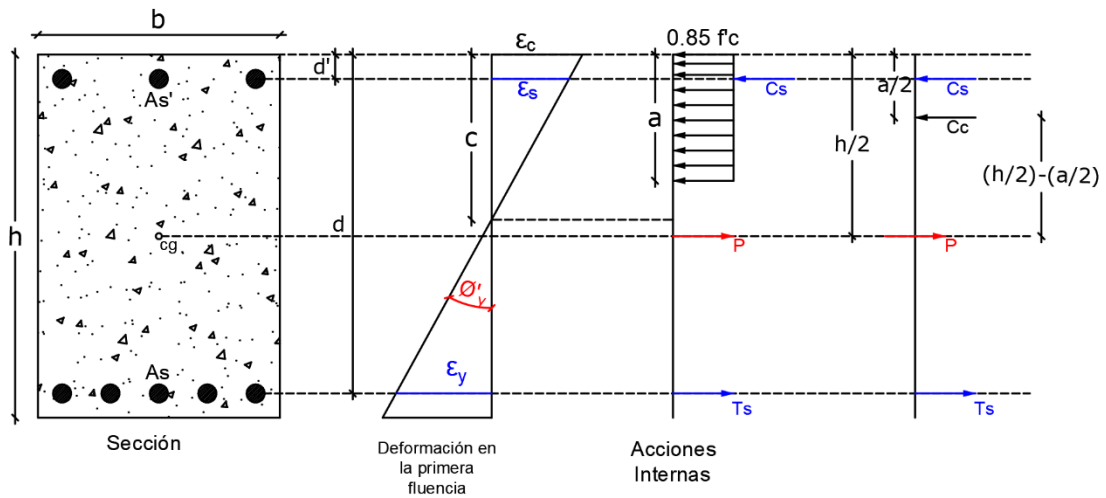


Figura 5.2. Perfil de deformaciones correspondientes a la primera fluencia y acciones internas en una sección rectangular de H.A.

Donde,

ϵ_y : Deformación del acero en la fluencia.

c : Altura del eje neutro.

a : Profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos.

$$a = \beta_1 * c$$

C_s : Compresión del acero

$$C_s = A_s' * f_s$$

C_c : Compresión del concreto

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

T_s : Tensión del acero

$$T_s = A_s * f_y$$

P : Carga axial, es positiva cuando produce compresión.

Para encontrar la altura del eje neutro, se deben realizar iteraciones hasta encontrar un valor de c que permita un equilibrio de acciones internas:

$$C_s + C_c = P + T_s$$

Una vez determinada la altura del eje neutro, la curvatura y el momento de primera fluencia se determinan mediante:

$$\phi'_y = \frac{\epsilon_y}{d-c} ; M_{y'} = \sum M_{cg}$$

$$M_{y'} = C_c * \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + C_s * \left(\frac{h}{2} - d'\right) + T_s * \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

Por ejemplo, para el estado límite de serviciabilidad ($\epsilon_c = 0.004$) se tiene que:

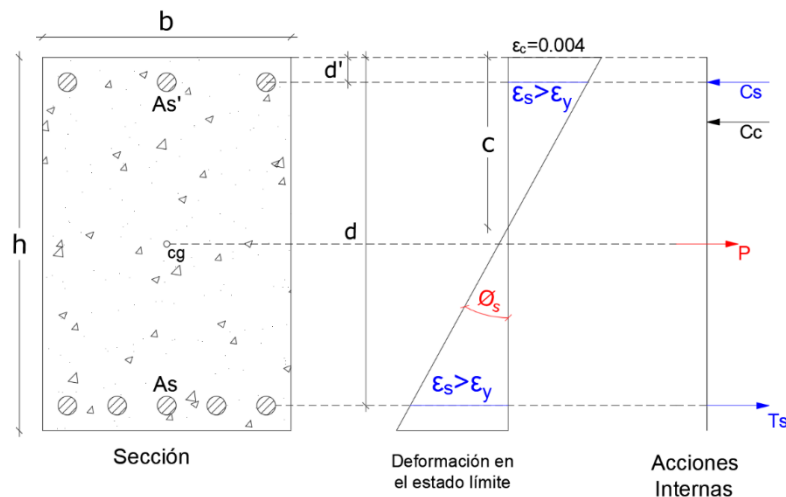


Figura 5.3. Perfil de deformaciones correspondiente al estado límite de serviciabilidad.

Inicialmente se debe encontrar la posición del eje neutro, esto mediante el equilibrio de acciones internas:

$$C_s + C_c = P + T_s$$

Para posteriormente determinar tanto la curvatura como el momento de serviciabilidad:

$$\phi_s = \frac{\epsilon_c}{c}$$

$$M_s = \sum M_{cg}$$

A continuación, se realizará un ejemplo de cálculo, de manera manual y empleando la simplificación bilineal:

Use teoría elástica y teoría de última resistencia para obtener el momento curvatura bilineal de la siguiente sección. Realice un análisis gobernado por el estado límite de control de daño (el que suceda primero entre $\epsilon_{cu} = 0.015$ o $\epsilon_{su} = 0.06$).

Datos

$f_y = 450 \text{ MPa}$

$f'_c = 28 \text{ MPa}$

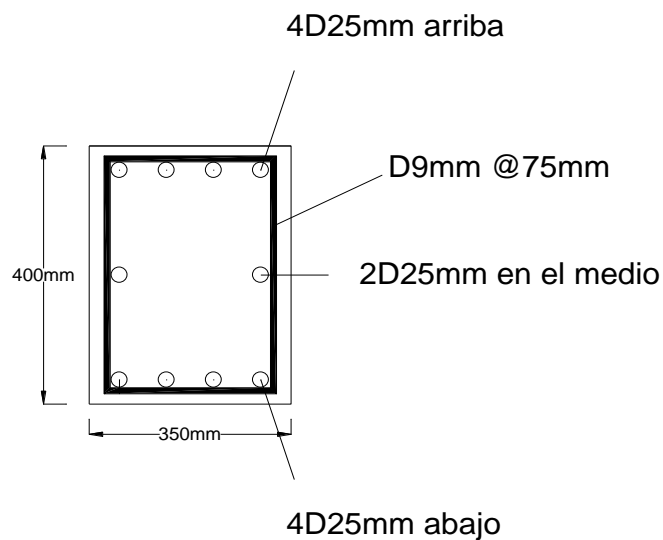
Recubrimiento al borde del refuerzo longitudinal 25mm

$E_s = 200000 \text{ MPa}$

$E_c = 5000 \sqrt{f'_c} = 26458 \text{ MPa}$

Carga axial $P = 40 \text{ kN}$

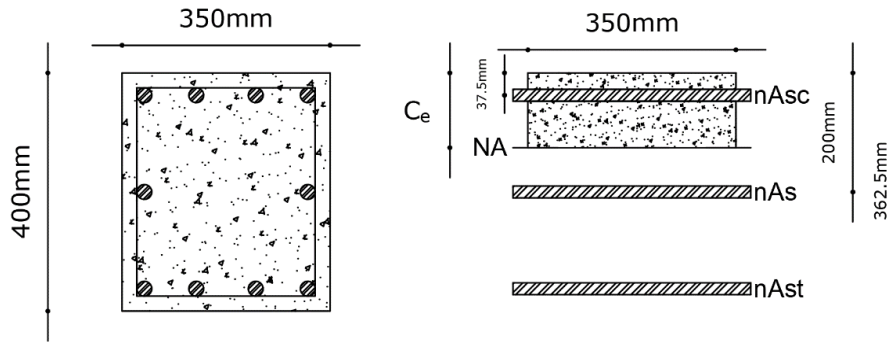
$$n = \frac{E_c}{E_s} = 7.56$$



Solución:

1) Curvatura de primera fluencia

Se tiene que:



$$A_{sc} = A_{st} = 4 * 490 \text{ mm}^2 = 1960 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 2 * 490 \text{ mm}^2 = 980 \text{ mm}^2$$

Donde,

A_{sc} : Área de acero en compresión.

A_s : Área de acero medio.

A_{st} : Área de acero en tracción.

Además,

$$n * A_{sc} = n * A_{st} = 7.56 * 1960 = 14817.6 \text{ mm}^2$$

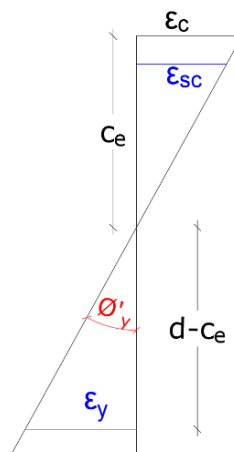
$$n * A_s = 7.56 * 980 = 7408.8 \text{ mm}^2$$

Realizando momentos de área alrededor del eje neutro (NA), se tiene:

$$350 * C_e * \frac{C_e}{2} + 14817.6 * (C_e - 37.5) = 14817.6 * (362.5 - C_e) + 7408.8 * (200 - C_e)$$

$$C_e = 125.54 \text{ mm}$$

Realizando el perfil de deformaciones, se tiene:



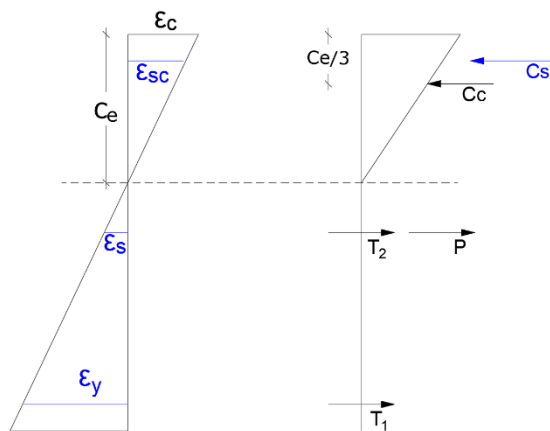
$$\phi'_y = \frac{\epsilon_y}{d - c_e}$$

$$\phi'_y = \frac{f_y/E_s}{d - c_e}$$

$$\phi'_y = \frac{0.00225}{(362.5 - 125.54)/1000} = 0.0095 \frac{1}{m}$$

2) Momento de primera fluencia

Realizando un análisis de acciones internas, se tiene que:



Para determinar la fuerza interna asociada al acero en compresión y al acero medio, se debe conocer su deformación, para ello se plantean relaciones de triángulos:

$$\frac{\epsilon_y}{d - c_e} = \frac{\epsilon_{sc}}{c_e - 37.5}$$

$$\frac{0.00225}{362.5 - 125.54} = \frac{\epsilon_{sc}}{125.54 - 37.5}$$

$$\epsilon_{sc} = 8.359 * 10^{-4}$$

$$\frac{\epsilon_y}{d - c_e} = \frac{\epsilon_s}{200 - c_e}$$

$$\frac{0.00225}{362.5 - 125.54} = \frac{\epsilon_s}{200 - 125.54}$$

$$\epsilon_s = 7.07 * 10^{-4}$$

Realizando sumatoria de momentos alrededor de Cc, se tiene:

$$My' = T_1 * \left(d - \frac{c_e}{3}\right) + T_2 * \left(\frac{h}{2} - \frac{c_e}{3}\right) + C_s * \left(\frac{c_e}{3} - d'\right) + P * \left(\frac{h}{2} - \frac{c_e}{3}\right)$$

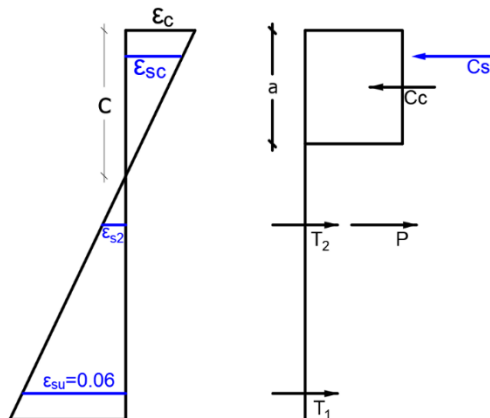
$$My' = Ast * f_y * \left(d - \frac{c_e}{3}\right) + As * \epsilon_s * E_s * \left(\frac{h}{2} - \frac{c_e}{3}\right) + Asc * (\epsilon_{sc}) * E_s * \left(\frac{c_e}{3} - 37.5\right) + P * \left(\frac{h}{2} - \frac{c_e}{3}\right)$$

$$My' = 1960 * 450 * \left(362.5 - \frac{125.54}{3}\right) + 980 * (7.07 * 10^{-4}) * 200000 * \left(200 - \frac{125.54}{3}\right) \\ + 1960 * (8.359 * 10^{-4}) * 200000 * \left(\frac{125.54}{3} - 37.5\right) + 40 * \left(200 - \frac{125.54}{3}\right)$$

$$My' = 312.48 \text{ kN} * \text{m}$$

3) Curvatura en el estado límite (Damage Control)

El enunciado establece dos rutas que deben ser analizadas, estas dependen de asumir que material alcanzará primero la deformación por estado límite, es decir, $\epsilon_{cu} = 0.015$ o $\epsilon_{su} = 0.06$. En este análisis, se asume que la deformación última del acero es la que sucede primero, a partir de esto, analizando el perfil de deformaciones y las acciones internas, se tiene:



De donde,

$$\frac{\epsilon_{su}}{d - c} = \frac{\epsilon_c}{c}$$

$$\frac{\epsilon_{su}}{d - c} = \frac{\epsilon_{sc}}{c - d'}$$

$$\frac{\epsilon_{su}}{d - c} = \frac{\epsilon_{s2}}{\frac{h}{2} - c}$$

Y, además, la sumatoria de fuerzas en X debe ser cero, es decir, debe cumplirse que:

$$C_s + C_c = T_1 + T_2 + P$$

Donde,

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

$$a = \beta_1 * c$$

$$T_1 = A_s t * f_y$$

$$T_2 = A_s * E_s * \varepsilon_{s2}$$

$$C_s = A_s c * E_s * \varepsilon_{sc}$$

Se debe tener en cuenta que si $E_s * \varepsilon_s \gg f_y$, se debe usar f_y en lugar de $E_s * \varepsilon_s$.

Como se puede notar, este proceso se lo puede realizar de manera iterativa, en donde se debe asumir un valor de c para luego verificar si se cumple el equilibrio de fuerzas internas.

De esta manera, se asume:

$$c = 67.94mm$$

$$a = 57.75mm$$

$$C_c = 481.05 kN$$

$$T_1 = 882 kN$$

$$\varepsilon_{s2} = 0.027$$

$$\varepsilon_{s2} * E_s = 5380 MPa$$

$$T_2 = 441 kN$$

$$\varepsilon_{sc} = 0.0062$$

$$C_s = 882 kN$$

Finalmente,

$$C_s + C_c = T_1 + T_2 + P$$

$$1363 kN = 1363 kN \quad \therefore c = 67.94mm$$

Ahora, se procede a chequear que el concreto no gobierne el diseño:

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

$$\varepsilon_c = \frac{\varepsilon_{su}}{d - c} * c = \frac{0.06}{362.5 - 67.94} * 67.94 = 0.0138$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.015$$

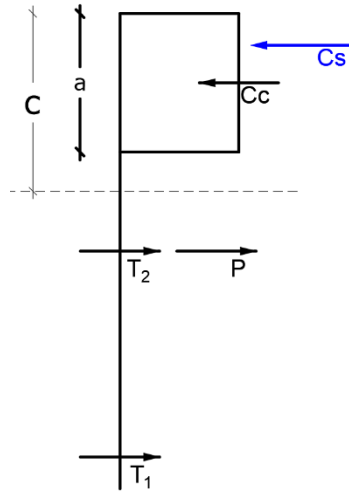
Se cumple que:

$\varepsilon_{cu} > \varepsilon_c \rightarrow$ La deformación del acero ε_{su} ocurre primero

Una vez obtenido c , la curvatura en el estado límite se determina mediante:

$$\phi_{DC} = \frac{\varepsilon_{su}}{d - c} = \frac{0.06}{\frac{362.5 - 67.94}{1000}} = 0.204 \frac{1}{m}$$

Finalmente, el momento en el estado límite, se determina realizando una sumatoria de momentos alrededor de C_c :



$$M_{DC} = T_1 * \left(d - \frac{a}{2}\right) + T_2 * \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + P * \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) - C_s * \left(d' - \frac{a}{2}\right)$$

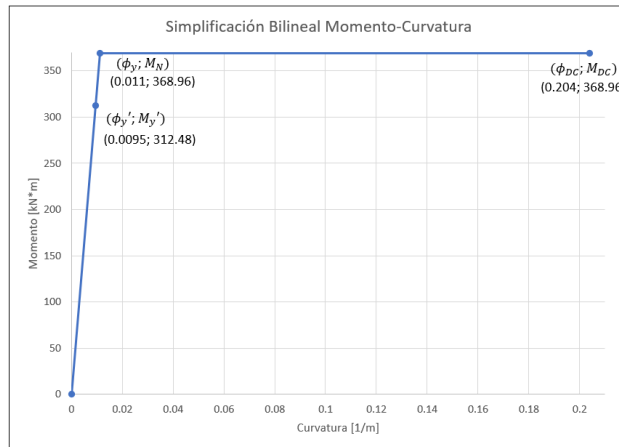
$$M_{DC} = 368.958 \text{ kN} * \text{m}$$

Con:

$$\phi_y = \frac{M_N}{M_y'} * \phi_y'$$

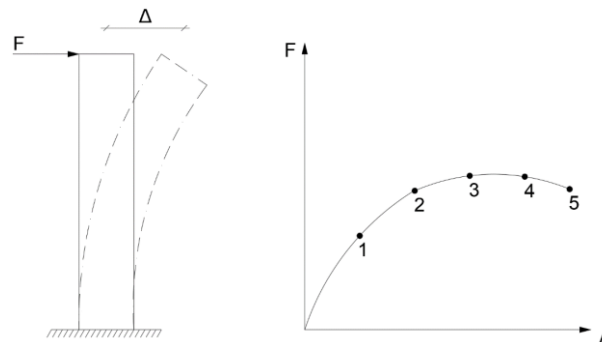
$$\phi_y = \frac{368.96}{312.48} * 0.0095 = 0.011 \frac{1}{m}$$

De esta manera, el diagrama Momento-Curvatura, aplicando la simplificación bilineal es:



LÍMITES DE DESEMPEÑO

Uno de los aspectos principales de la ingeniería sísmica basada en desempeño son los límites de desempeño. Considerando una columna de hormigón armado, sometida a una fuerza horizontal, la rigidez del elemento es la principal propiedad que se opone al desplazamiento. La respuesta del elemento a deformarse se representa por medio de la curva de capacidad, la cual permite analizar las diferentes fases del desplazamiento hasta alcanzar el colapso. La siguiente figura permite ejemplificar, de manera esquemática, los límites de desempeño en una columna de Hormigón Armado.



En donde, para cada nivel de deformación se tiene un estado límite, que son:

1. Fisuramiento.
2. Primera fluencia del acero.
3. Reparación requerida (Serviciabilidad).
4. Daño muy extenso, que no se puede reparar (Control de daño).
5. Cercano al colapso (Decrecimiento de la resistencia).

ANEXO III

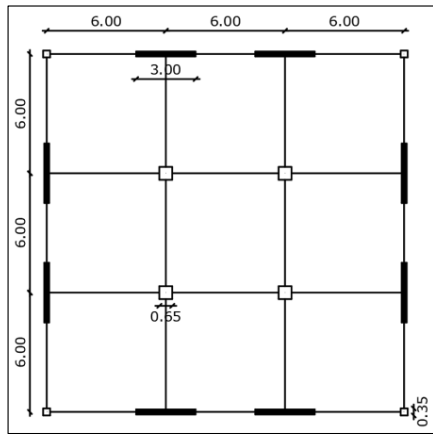
PREDISEÑO DE ELEMENTOS

MUROS EN CANTILEVER

G. Chuquin Leal

| | |
|--|------------------|
| | Datos insertados |
| | Resultados |
| | Valores anclados |

GEOMETRIA 1 -DATOS PRINCIPALES



| | | |
|-------------------|------|--------------------|
| f_c | 280 | kg/cm ² |
| f_y | 4200 | kg/cm ² |
| Longitud del vano | 6 | m |
| Altura entre piso | 3 | m |
| Número de pisos | 6 | - |
| Altura total H | 18 | m |
| Carga viva | 0.25 | T/m ² |
| Sobrecarga | 0.75 | T/m ² |

1.1 PREDISEÑO DE VIGAS

Altura mínima (ACI318-19 Tabla 9.3.1.1)

| Condición de apoyo | Ln[m] | h [m] | h _{adoptada} [m] |
|--------------------------|-------|-------|---------------------------|
| Con un extremo continuo | 6 | 0.32 | 0.35 |
| Ambos extremos continuos | 6 | 0.29 | 0.30 |

Altura de viga adoptada **35** cm

Ancho mínimo ACI 318-19 18.6.2.1

| Máximo | 0.3h [cm] | [cm] |
|--------|-----------|------|
| entre: | 10.5 | 25 |

Ancho de viga adoptada **25** cm

Sección de viga adoptada **V25x35cm**

Peso propio viga

| | | |
|------------------------------------|------|------------------|
| Peso unitario hormigón | 2.4 | T/m ³ |
| Peso de viga por metro de longitud | 0.21 | T/m |

Tabla 9.3.1.1 — Altura mínima 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 |

[1] Los valores son aplicables al concreto de peso normal y $f_y = 420$ MPa.

1.2 PREDISEÑO DE COLUMNAS

Columnas interiores

| | | |
|------------------|----|----------------|
| Longitud de viga | 12 | m |
| Área cooperante | 36 | m ² |

NEC 3.2.2 Reducción de cargas vivas

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

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+1.6CV [T] | Tamaño de diseño | 0.53 Po [T] |
|----|--------|--------------|---------------------|--------------------|----------------|--------------|--------------------------|---------------------|-------------------|-----------------|------------------|-------------|
| 6 | 27.00 | 2.52 | - | 29.52 | 9.00 | 9.00 | 144 | 1.00 | 9.00 | 49.82 | 65 X 65 | 627 |
| 5 | 27.00 | 2.52 | 3.04 | 62.08 | 9.00 | 18.00 | | 0.63 | 11.36 | 92.67 | 65 X 65 | 627 |
| 4 | 27.00 | 2.52 | 3.04 | 94.64 | 9.00 | 27.00 | | 0.63 | 17.03 | 140.82 | 65 X 65 | 627 |
| 3 | 27.00 | 2.52 | 3.04 | 127.21 | 9.00 | 36.00 | | 0.63 | 22.71 | 188.98 | 65 X 65 | 627 |
| 2 | 27.00 | 2.52 | 3.04 | 159.77 | 9.00 | 45.00 | | 0.63 | 28.39 | 237.14 | 65 X 65 | 627 |
| 1 | 27.00 | 2.52 | 3.04 | 192.33 | 9.00 | 54.00 | | 0.63 | 34.07 | 285.30 | 65 X 65 | 627 |
| PB | | | 3.04 | 195.37 | | 54.00 | | 0.63 | 34.07 | 288.95 | | |

Columnas esquineras

| | | |
|------------------|---|----------------|
| Longitud de viga | 9 | m |
| Área cooperante | 9 | 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*1.6CV [T] | Tamaño de diseño | 0.53*Po [T] |
|----|--------|--------------|---------------------|--------------------|----------------|--------------|--------------------------|---------------------|-------------------|-----------------|------------------|-------------|
| 6 | 6.75 | 1.89 | - | 8.64 | 2.25 | 2.25 | 36 | 1.00 | 2.25 | 13.97 | 35 X 35 | 182 |
| 5 | 6.75 | 1.89 | 0.88 | 18.16 | 2.25 | 4.50 | | 1.00 | 4.50 | 28.99 | 35 X 35 | 182 |
| 4 | 6.75 | 1.89 | 0.88 | 27.68 | 2.25 | 6.75 | | 1.00 | 6.75 | 44.02 | 35 X 35 | 182 |
| 3 | 6.75 | 1.89 | 0.88 | 37.21 | 2.25 | 9.00 | | 1.00 | 9.00 | 59.05 | 35 X 35 | 182 |
| 2 | 6.75 | 1.89 | 0.88 | 46.73 | 2.25 | 11.25 | | 1.00 | 11.25 | 74.07 | 35 X 35 | 182 |
| 1 | 6.75 | 1.89 | 0.88 | 56.25 | 2.25 | 13.50 | | 1.00 | 13.50 | 89.10 | 35 X 35 | 182 |
| PB | | | 0.88 | 57.13 | | 13.50 | | 1.00 | 13.50 | 90.16 | | |

1.3 PREDISEÑO DE MUROS

Espesor mínimo del muro

| | | |
|--------------------------|------|---|
| Altura no soportada | 1.2 | m |
| Longitud | 3 | m |
| Espesor mínimo del muro | 0.1 | m |
| Espesor adoptado | 0.25 | m |
| Espesor del alma (bw) | 0.25 | m |
| longitud horizontal (lw) | 3 | m |
| Altura libre (hw) | 18 | m |
| lw/bw | 12 | |
| hw/lw | 6.00 | |

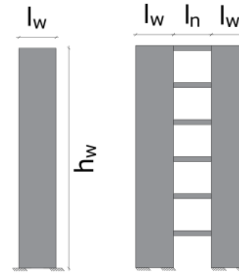


Tabla 11.3.1.1 — Espesor mínimo del muro, h

| 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 soportadas (b) |
| No portante | El mayor de: | 100 mm (c) |
| | | 1/50 de la menor entre la longitud y la altura no soportadas (d) |
| Exteriores de sótanos y cimentaciones ⁽¹⁾ | | 190 mm (e) |

Tabla R18.10.1 — Requisitos que dominan en el diseño de segmentos verticales de muro⁽¹⁾

| Altura libre del segmento vertical de muro / longitud del segmento vertical de muro, (hw/lw) | Longitud del segmento vertical de muro / espesor del muro (lw/bw) | | |
|--|--|---|-----------|
| | lw/bw ≤ 2.5 | 2.5 < lw/bw ≤ 6 | lw/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, lw es la longitud horizontal, y bw es el espesor del alma del segmento de muro.

ACI318-19 Tabla R.18.10.1 Requisitos que dominan en el diseño de segmentos verticales de MURO

1.4 VIGA DE ACOUPLE

| | | |
|---|------|---|
| Luz libre medida entre caras de los apoyos (ln) | 3 | m |
| Peralte de la viga (h) | 0.35 | m |

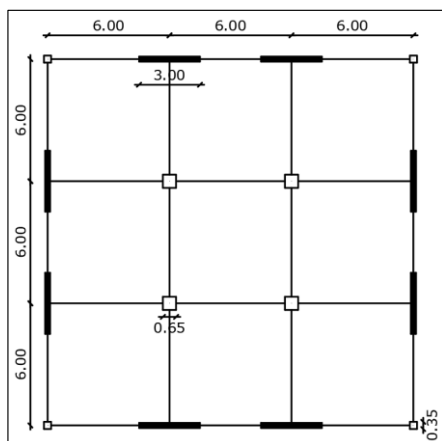
Requisito Viga de acople ACI 18.10.7.2 Trabaja como viga convencional

18.10.7.2 Las vigas de acople con $(l_n/h) < 2$ y con $V_u \geq 0.33\lambda\sqrt{f'_c}A_{cw}$ 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.



| | |
|--|------------------|
| | Datos insertados |
| | Resultados |
| | Valores anclados |

GEOMETRIA 2 -DATOS PRINCIPALES



| | | |
|-------------------|------|--------------------|
| f_c | 280 | kg/cm ² |
| f_y | 4200 | kg/cm ² |
| Longitud del vano | 6 | m |
| Altura entre piso | 3 | m |
| Número de pisos | 12 | - |
| Altura total H | 36 | m |
| Carga viva | 0.25 | T/m ² |
| Sobrecarga | 0.75 | T/m ² |

1.1 PREDISEÑO DE VIGAS

Altura mínima (ACI318-19 Tabla 9.3.1.1)

| Condición de apoyo | L_n [m] | h [m] | $h_{adoptada}$ [m] |
|--------------------------|-----------|---------|--------------------|
| Con un extremo continuo | 6 | 0.32 | 0.35 |
| Ambos extremos continuos | 6 | 0.29 | 0.30 |

Altura de viga adoptada 40 cm

Ancho mínimo ACI 318-19 18.6.2.1

| | | |
|--------|-------------|------|
| Máximo | $0.3h$ [cm] | [cm] |
| entre: | 12 | 25 |

Ancho de viga adoptada 25 cm

Sección de viga adoptada **V25x40cm**

Peso propio viga

| | | |
|------------------------------------|------|------------------|
| Peso unitario hormigón | 2.4 | T/m ³ |
| Peso de viga por metro de longitud | 0.24 | T/m |

Tabla 9.3.1.1 — Altura mínima de vigas no preesforzadas

| Condición de apoyo | Altura mínima, h [1] |
|--------------------------|------------------------|
| Simply supported | $l/16$ |
| 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 $f_y = 420$ MPa.

1.2 PREDISEÑO DE COLUMNAS

Columnas interiores

| | | |
|------------------|----|----------------|
| Longitud de viga | 12 | m |
| Área cooperante | 36 | 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 voladizo | 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+1.6CV [T] | Tamaño de diseño | 0.53 Po [T] |
|----|--------|--------------|---------------------|--------------------|----------------|--------------|--------------------------|---------------------|-------------------|-----------------|------------------|-------------|
| 12 | 27.00 | 2.88 | - | 29.88 | 9.00 | 9.00 | 144 | 1.00 | 9.00 | 50.26 | 35 X 35 | 182 |
| 11 | 27.00 | 2.88 | 0.88 | 60.64 | 9.00 | 18.00 | | 0.63 | 11.36 | 90.94 | 35 X 35 | 182 |
| 10 | 27.00 | 2.88 | 0.88 | 91.40 | 9.00 | 27.00 | | 0.63 | 17.03 | 136.94 | 35 X 35 | 182 |
| 9 | 27.00 | 2.88 | 0.88 | 122.17 | 9.00 | 36.00 | | 0.63 | 22.71 | 182.94 | 45 X 45 | 301 |
| 8 | 27.00 | 2.88 | 1.46 | 153.50 | 9.00 | 45.00 | | 0.63 | 28.39 | 229.62 | 45 X 45 | 301 |
| 7 | 27.00 | 2.88 | 1.46 | 184.84 | 9.00 | 54.00 | | 0.63 | 34.07 | 276.31 | 45 X 45 | 301 |
| 6 | 27.00 | 2.88 | 1.46 | 216.18 | 9.00 | 63.00 | | 0.63 | 39.74 | 323.00 | 55 X 55 | 449 |
| 5 | 27.00 | 2.88 | 2.18 | 248.24 | 9.00 | 72.00 | | 0.63 | 45.42 | 370.56 | 55 X 55 | 449 |
| 4 | 27.00 | 2.88 | 2.18 | 280.30 | 9.00 | 81.00 | | 0.63 | 51.10 | 418.11 | 55 X 55 | 449 |
| 3 | 27.00 | 2.88 | 2.18 | 312.35 | 9.00 | 90.00 | | 0.63 | 56.78 | 465.66 | 65 X 65 | 627 |
| 2 | 27.00 | 2.88 | 3.04 | 345.28 | 9.00 | 99.00 | | 0.63 | 62.45 | 514.26 | 65 X 65 | 627 |
| 1 | 27.00 | 2.88 | 3.04 | 378.20 | 9.00 | 108.00 | | 0.63 | 68.13 | 562.85 | 65 X 65 | 627 |
| PB | | | 3.04 | 381.24 | | 108.00 | 0.63 | 68.13 | 566.50 | | | |

Columnas esquineras

| | | |
|------------------|---|----------------|
| Longitud de viga | 9 | m |
| Área cooperante | 9 | m ² |

NEC 3.2.2 Reducción de cargas vivas

$$\text{Si } K_{LL} A_T \geq 35 \text{ m}^2 : L = L_0 \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL} A_T}} \right)$$

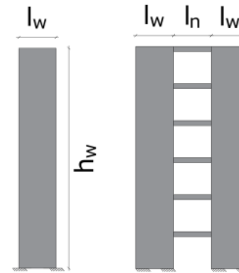
| | |
|--|---|
| KLL columnas interiores y columnas exteriores sin losa en volado | 4 |
|--|---|

| | 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+1.6CV [T] | Tamaño de diseño | 0.53*Po [T] | |
|----|--------|--------------|---------------------|--------------------|----------------|--------------|--------------------------|---------------------|-------------------|-----------------|------------------|-------------|--|
| 12 | 6.75 | 2.16 | - | 8.91 | 2.25 | 2.25 | 36 | 1.00 | 2.25 | 14.29 | 30 X 30 | 134 | |
| 11 | 6.75 | 2.16 | 0.65 | 18.47 | 2.25 | 4.50 | | 1.00 | 4.50 | 29.36 | 30 X 30 | 134 | |
| 10 | 6.75 | 2.16 | 0.65 | 28.03 | 2.25 | 6.75 | | 1.00 | 6.75 | 44.43 | 30 X 30 | 134 | |
| 9 | 6.75 | 2.16 | 0.65 | 37.58 | 2.25 | 9.00 | | 1.00 | 9.00 | 59.50 | 30 X 30 | 134 | |
| 8 | 6.75 | 2.16 | 0.65 | 47.14 | 2.25 | 11.25 | | 1.00 | 11.25 | 74.57 | 30 X 30 | 134 | |
| 7 | 6.75 | 2.16 | 0.65 | 56.70 | 2.25 | 13.50 | | 1.00 | 13.50 | 89.64 | 30 X 30 | 134 | |
| 6 | 6.75 | 2.16 | 0.65 | 66.26 | 2.25 | 15.75 | | 1.00 | 15.75 | 104.71 | 40 X 40 | 237 | |
| 5 | 6.75 | 2.16 | 1.15 | 76.32 | 2.25 | 18.00 | | 1.00 | 18.00 | 120.38 | 40 X 40 | 237 | |
| 4 | 6.75 | 2.16 | 1.15 | 86.38 | 2.25 | 20.25 | | 1.00 | 20.25 | 136.06 | 40 X 40 | 237 | |
| 3 | 6.75 | 2.16 | 1.15 | 96.44 | 2.25 | 22.50 | | 1.00 | 22.50 | 151.73 | 40 X 40 | 237 | |
| 2 | 6.75 | 2.16 | 1.15 | 106.51 | 2.25 | 24.75 | | 1.00 | 24.75 | 167.41 | 40 X 40 | 237 | |
| 1 | 6.75 | 2.16 | 1.15 | 116.57 | 2.25 | 27.00 | | 1.00 | 27.00 | 183.08 | 40 X 40 | 237 | |
| PB | | | 1.15 | 117.72 | | 27.00 | | 1.00 | 27.00 | 184.46 | | | |

1.3 PREDISEÑO DE MUROS

Espesor mínimo del muro

| | | |
|--------------------------|-------|---|
| Altura no soportada | 3 | m |
| Longitud | 3 | m |
| Espesor mínimo del muro | 0.12 | m |
| Espesor adoptado | 0.25 | m |
| Espesor del alma (bw) | 0.25 | m |
| longitud horizontal (lw) | 3 | m |
| Altura libre (hw) | 36 | m |
| lw/bw | 12 | |
| hw/lw | 12.00 | |



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

| Altura libre del segmento vertical de muro / longitud del segmento vertical de muro, (hw/ln) | Longitud del segmento vertical de muro / espesor del muro (ln/bw) | | |
|--|--|--|-----------|
| | ln/bw ≤ 2.5 | 2.5 < ln/bw ≤ 6 | ln/bw > 6 |
| hw/ln < 2 | Muro | Muro | Muro |
| hw/ln ≥ 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 columnas o requisitos alternos, véase 18.10.8.1 | Muro |

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

ACI318-19 Tabla R.18.10.1 Requisitos que dominan en el diseño de segmentos verticales de MURO

1.4 VIGA DE ACOPLÉ

| | | |
|---|-----|---|
| Luz libre medida entre caras de los apoyos (ln) | 3 | m |
| Peralte de la viga (h) | 0.4 | m |

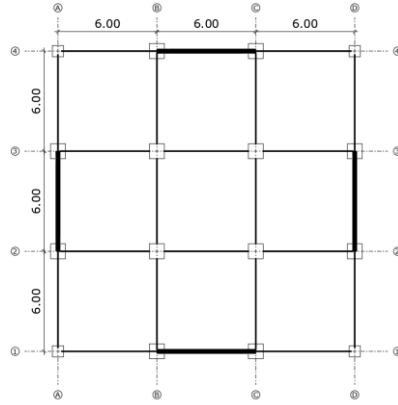
Requisito Viga de acople ACI 18.10.7.2 Trabaja como viga convencional

18.10.7.2 Las vigas de acople con $(l_n/h) < 2$ y con $V_u \geq 0.33\lambda\sqrt{f'_c}A_{cw}$ 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.



| | |
|--|------------------|
| | Datos insertados |
| | Resultados |
| | Valores anclados |

GEOMETRIA 3 -DATOS PRINCIPALES



| | | |
|-------------------|------|--------------------|
| f_c | 280 | kg/cm ² |
| f_y | 4200 | kg/cm ² |
| Longitud del vano | 6 | m |
| Altura entre piso | 3 | m |
| Número de pisos | 18 | - |
| Altura total H | 54 | m |
| Carga viva | 0.25 | T/m ² |
| Sobrecarga | 0.75 | T/m ² |

1.1 PREDISEÑO DE VIGAS

Altura mínima (ACI318-19 Tabla 9.3.1.1)

| Condición de apoyo | Ln[m] | h [m] | h _{adoptada} [m] |
|--------------------------|-------|-------|---------------------------|
| Con un extremo continuo | 6 | 0.32 | 0.35 |
| Ambos extremos continuos | 6 | 0.29 | 0.30 |

Altura de viga adoptada **40** cm

Ancho mínimo ACI 318-19 18.6.2.1

| Máximo | 0.3h [cm] | [cm] |
|--------|-----------|------|
| entre: | 12 | 25 |

Ancho de viga adoptada **30** cm

Sección de viga adoptada **V30x40cm**

Peso propio viga

Peso unitario hormigón **2.4** T/m³

Peso de viga por metro de longitud **0.288** T/m

Tabla 9.3.1.1 — Altura mínima 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 |

[1] Los valores son aplicables al concreto de peso normal y $f_y = 420$ MPa.

1.2 PREDISEÑO DE COLUMNAS

Columnas interiores

Longitud de viga **12** m

Área cooperante **36** m²

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

NEC 3.2.2 Reducción de cargas vivas

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

| | 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+1.6CV [T] | Tamaño de diseño | 0.53 Po [T] |
|----|--------|--------------|---------------------|--------------------|----------------|--------------|--------------------------|---------------------|-------------------|-----------------|------------------|-------------|
| 18 | 27.00 | 3.46 | - | 30.46 | 9.00 | 9.00 | 144 | 1.00 | 9.00 | 50.95 | 40 X 40 | 237 |
| 17 | 27.00 | 3.46 | 1.15 | 62.06 | 9.00 | 18.00 | | 0.63 | 11.36 | 92.64 | 40 X 40 | 237 |
| 16 | 27.00 | 3.46 | 1.15 | 93.67 | 9.00 | 27.00 | | 0.63 | 17.03 | 139.66 | 40 X 40 | 237 |
| 15 | 27.00 | 3.46 | 1.15 | 125.28 | 9.00 | 36.00 | | 0.63 | 22.71 | 186.67 | 50 X 50 | 371 |
| 14 | 27.00 | 3.46 | 1.80 | 157.54 | 9.00 | 45.00 | | 0.63 | 28.39 | 234.46 | 50 X 50 | 371 |
| 13 | 27.00 | 3.46 | 1.80 | 189.79 | 9.00 | 54.00 | | 0.63 | 34.07 | 282.25 | 50 X 50 | 371 |
| 12 | 27.00 | 3.46 | 1.80 | 222.05 | 9.00 | 63.00 | | 0.63 | 39.74 | 330.05 | 60 X 60 | 534 |
| 11 | 27.00 | 3.46 | 2.59 | 255.10 | 9.00 | 72.00 | | 0.63 | 45.42 | 378.79 | 60 X 60 | 534 |
| 10 | 27.00 | 3.46 | 2.59 | 288.14 | 9.00 | 81.00 | | 0.63 | 51.10 | 427.53 | 60 X 60 | 534 |
| 9 | 27.00 | 3.46 | 2.59 | 321.19 | 9.00 | 90.00 | | 0.63 | 56.78 | 476.27 | 70 X 70 | 727 |
| 8 | 27.00 | 3.46 | 3.53 | 355.18 | 9.00 | 99.00 | | 0.63 | 62.45 | 526.14 | 70 X 70 | 727 |
| 7 | 27.00 | 3.46 | 3.53 | 389.16 | 9.00 | 108.00 | | 0.63 | 68.13 | 576.00 | 70 X 70 | 727 |
| 6 | 27.00 | 3.46 | 3.53 | 423.14 | 9.00 | 117.00 | | 0.63 | 73.81 | 625.86 | 80 X 80 | 950 |
| 5 | 27.00 | 3.46 | 4.61 | 458.21 | 9.00 | 126.00 | | 0.63 | 79.49 | 677.03 | 80 X 80 | 950 |
| 4 | 27.00 | 3.46 | 4.61 | 493.27 | 9.00 | 135.00 | | 0.63 | 85.16 | 728.19 | 80 X 80 | 950 |
| 3 | 27.00 | 3.46 | 4.61 | 528.34 | 9.00 | 144.00 | | 0.63 | 90.84 | 779.35 | 80 X 80 | 950 |
| 2 | 27.00 | 3.46 | 4.61 | 563.40 | 9.00 | 153.00 | | 0.63 | 96.52 | 830.51 | 80 X 80 | 950 |
| 1 | 27.00 | 3.46 | 4.61 | 598.46 | 9.00 | 162.00 | | 0.63 | 102.20 | 881.67 | 80 X 80 | 950 |
| PB | | | 4.61 | 603.07 | | 162.00 | 0.63 | 102.20 | 887.20 | | | |

Columnas esquineras

| | | |
|------------------|---|----------------|
| Longitud de viga | 9 | m |
| Área cooperante | 9 | 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*1.6CV [T] | Tamaño de diseño | 0.53*Po [T] |
|----|--------|--------------|---------------------|--------------------|----------------|--------------|--------------------------|---------------------|-------------------|-----------------|------------------|-------------|
| 18 | 6.75 | 2.59 | - | 9.34 | 2.25 | 2.25 | 36 | 1.00 | 2.25 | 14.81 | 30 X 30 | 134 |
| 17 | 6.75 | 2.59 | 0.65 | 19.33 | 2.25 | 4.50 | | 1.00 | 4.50 | 30.40 | 30 X 30 | 134 |
| 16 | 6.75 | 2.59 | 0.65 | 29.32 | 2.25 | 6.75 | | 1.00 | 6.75 | 45.99 | 30 X 30 | 134 |
| 15 | 6.75 | 2.59 | 0.65 | 39.31 | 2.25 | 9.00 | | 1.00 | 9.00 | 61.57 | 30 X 30 | 134 |
| 14 | 6.75 | 2.59 | 0.65 | 49.30 | 2.25 | 11.25 | | 1.00 | 11.25 | 77.16 | 30 X 30 | 134 |
| 13 | 6.75 | 2.59 | 0.65 | 59.29 | 2.25 | 13.50 | | 1.00 | 13.50 | 92.75 | 30 X 30 | 134 |
| 12 | 6.75 | 2.59 | 0.65 | 69.28 | 2.25 | 15.75 | | 1.00 | 15.75 | 108.34 | 40 X 40 | 237 |
| 11 | 6.75 | 2.59 | 1.15 | 79.78 | 2.25 | 18.00 | | 1.00 | 18.00 | 124.53 | 40 X 40 | 237 |
| 10 | 6.75 | 2.59 | 1.15 | 90.27 | 2.25 | 20.25 | | 1.00 | 20.25 | 140.72 | 40 X 40 | 237 |
| 9 | 6.75 | 2.59 | 1.15 | 100.76 | 2.25 | 22.50 | | 1.00 | 22.50 | 156.92 | 40 X 40 | 237 |
| 8 | 6.75 | 2.59 | 1.15 | 111.26 | 2.25 | 24.75 | | 1.00 | 24.75 | 173.11 | 40 X 40 | 237 |
| 7 | 6.75 | 2.59 | 1.15 | 121.75 | 2.25 | 27.00 | | 1.00 | 27.00 | 189.30 | 40 X 40 | 237 |
| 6 | 6.75 | 2.59 | 1.15 | 132.25 | 2.25 | 29.25 | | 1.00 | 29.25 | 205.50 | 50 X 50 | 371 |
| 5 | 6.75 | 2.59 | 1.80 | 143.39 | 2.25 | 31.50 | | 1.00 | 31.50 | 222.47 | 50 X 50 | 371 |
| 4 | 6.75 | 2.59 | 1.80 | 154.53 | 2.25 | 33.75 | | 1.00 | 33.75 | 239.44 | 50 X 50 | 371 |
| 3 | 6.75 | 2.59 | 1.80 | 165.67 | 2.25 | 36.00 | | 1.00 | 36.00 | 256.41 | 50 X 50 | 371 |
| 2 | 6.75 | 2.59 | 1.80 | 176.81 | 2.25 | 38.25 | | 1.00 | 38.25 | 273.38 | 50 X 50 | 371 |
| 1 | 6.75 | 2.59 | 1.80 | 187.96 | 2.25 | 40.50 | | 1.00 | 40.50 | 290.35 | 50 X 50 | 371 |
| PB | | | 1.80 | 189.76 | | 40.50 | 1.00 | 40.50 | 292.51 | | | |

1.3 PREDISEÑO DE MUROS

Espesor mínimo del muro

| | | |
|--------------------------|------|---|
| Altura no soportada | 3 | m |
| Longitud | 6.5 | m |
| Espesor mínimo del muro | 0.12 | m |
| Espesor adoptado | 0.3 | m |
| Espesor del alma (bw) | 0.3 | m |
| longitud horizontal (lw) | 6.5 | m |
| Altura libre (hw) | 54 | m |
| lw/bw | 22 | |
| hw/lw | 8 | |

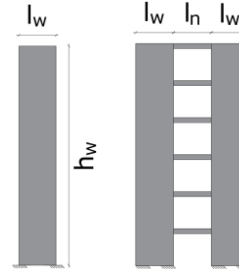


Tabla 11.3.1.1 — Espesor mínimo del muro, h

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

Tabla R18.10.1 — Requisitos que dominan en el diseño de segmentos verticales de muro⁽¹⁾

| Altura libre del segmento vertical de muro / longitud del segmento vertical de muro, (hw/lw) | Longitud del segmento vertical de muro / espesor del muro (lv/bw) | | |
|--|--|--|-----------|
| | lv/bw ≤ 2.5 | 2.5 < lv/bw ≤ 6 | lv/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 columnas o requisitos alternos, véase 18.10.8.1 | Muro |

ACI318-19 Tabla R.18.10.1 Requisitos que dominan en el diseño de segmentos verticales de

MURO

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

ANEXO IV

DEFINICIÓN DE MATERIALES Y SECCIONES EN ETABS

- Hormigón $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$

The screenshot displays the material definition dialog in ETABS, organized into several sections:

- 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: tonf/m³
 - Mass per Unit Volume: tonf-s²/m⁴
- Mechanical Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E: tonf/m²
 - Poisson's Ratio, U:
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 1/C
 - Shear Modulus, G: tonf/m²
- Design Property:**
 - Material Name and Type:**
 - Material Name:
 - Material Type:
 - Grade:
 - Design Properties for Concrete Materials:**
 - Specified Concrete Compressive Strength, f'c: tonf/m²
 - Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduction Factor:
- Advanced Mater:**
 -
- Modulus of Rupture:**
 - Program []
 - User Spec []

Figura 5.4. Definición del hormigón $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ en ETABS.

- Acero ASTM A615 Grado 60

The screenshot displays the material definition interface in ETABS for A615Gr60 rebar. The interface is organized into several sections:

- General Data:**
 - Material Name: A615Gr60
 - Material Type: Rebar
 - Directional Symmetry Type: Uniaxial
 - Material Display Color: Yellow (with a 'Change...' button)
 - Material Notes: (with a 'Modify/Show Notes...' button)
- Material Weight and Mass:**
 - Specify Weight Density (selected) / Specify Mass Density
 - Weight per Unit Volume: 7.849 tonf/m³
 - Mass per Unit Volume: 0.8004 tonf-s²/m⁴
- Mechanical Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E: 20000000 tonf/m²
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C
- Design Property Data:**
 - Material Name and Type:**
 - Material Name: A615Gr60
 - Material Type: Rebar, Uniaxial
 - Grade: Grade 60
 - Design Properties for Rebar Materials:**
 - Minimum Yield Strength, Fy: 42000 tonf/m²
 - Minimum Tensile Strength, Fu: 63276.2664 tonf/m²
 - Expected Yield Strength, Fye: 46402.5953 tonf/m²
 - Expected Tensile Strength, Fue: 69603.893 tonf/m²
- Advanced Material:**
 - Nonlinea (button)

Figura 5.5. Definición del acero de refuerzo Grado 60 en ETABS.

- Viga 30x50 cm

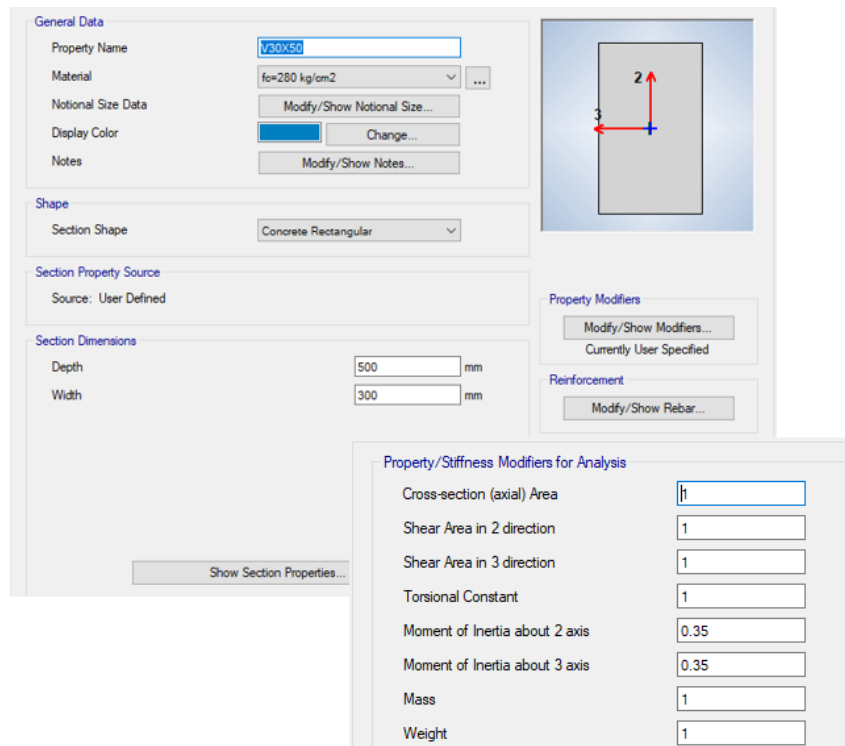


Figura 5.6. Definición sección viga 30x50cm en ETABS.

- Columna 65x65 cm

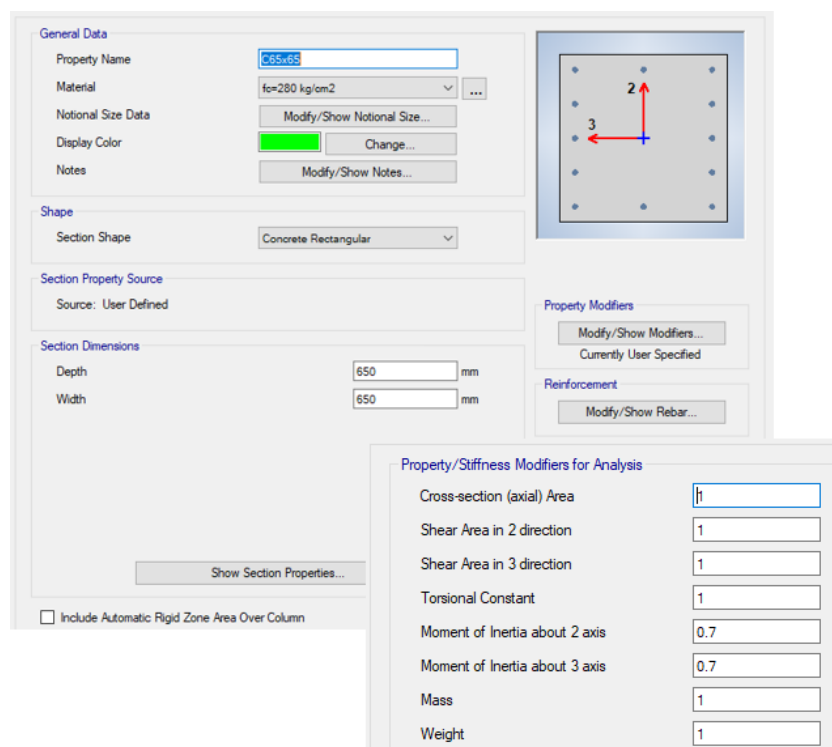


Figura 5.7. Definición sección columna 65x65cm en ETABS.

- Muro de espesor 25 cm

General Data

| | |
|--------------------------------------|------------------------------|
| Property Name | MURO E=25cm |
| Property Type | Specified |
| Wall Material | fc=280 kg/cm2 |
| Notional Size Data | Modify/Show Notional Size... |
| Modeling Type | Shell-Thick |
| Modifiers (Currently User Specified) | Modify/Show... |
| Display Color | Change... |
| Property Notes | Modify/Show... |

Property Data

Thickness: 250 mm

Include Automatic Rigid Zone

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

| | |
|------------------------|-----|
| Membrane f11 Direction | 1 |
| Membrane f22 Direction | 1 |
| Membrane f12 Direction | 1 |
| Bending m11 Direction | 0.6 |
| Bending m22 Direction | 0.6 |
| Bending m12 Direction | 0.6 |
| Shear v13 Direction | 1 |
| Shear v23 Direction | 1 |
| Mass | 1 |
| Weight | 1 |

Figura 5.8. Definición muro de corte de espesor 25 cm en ETABS.

ANEXO V

VISTA TRIDIMENSIONAL EDIFICACIONES MODELADAS

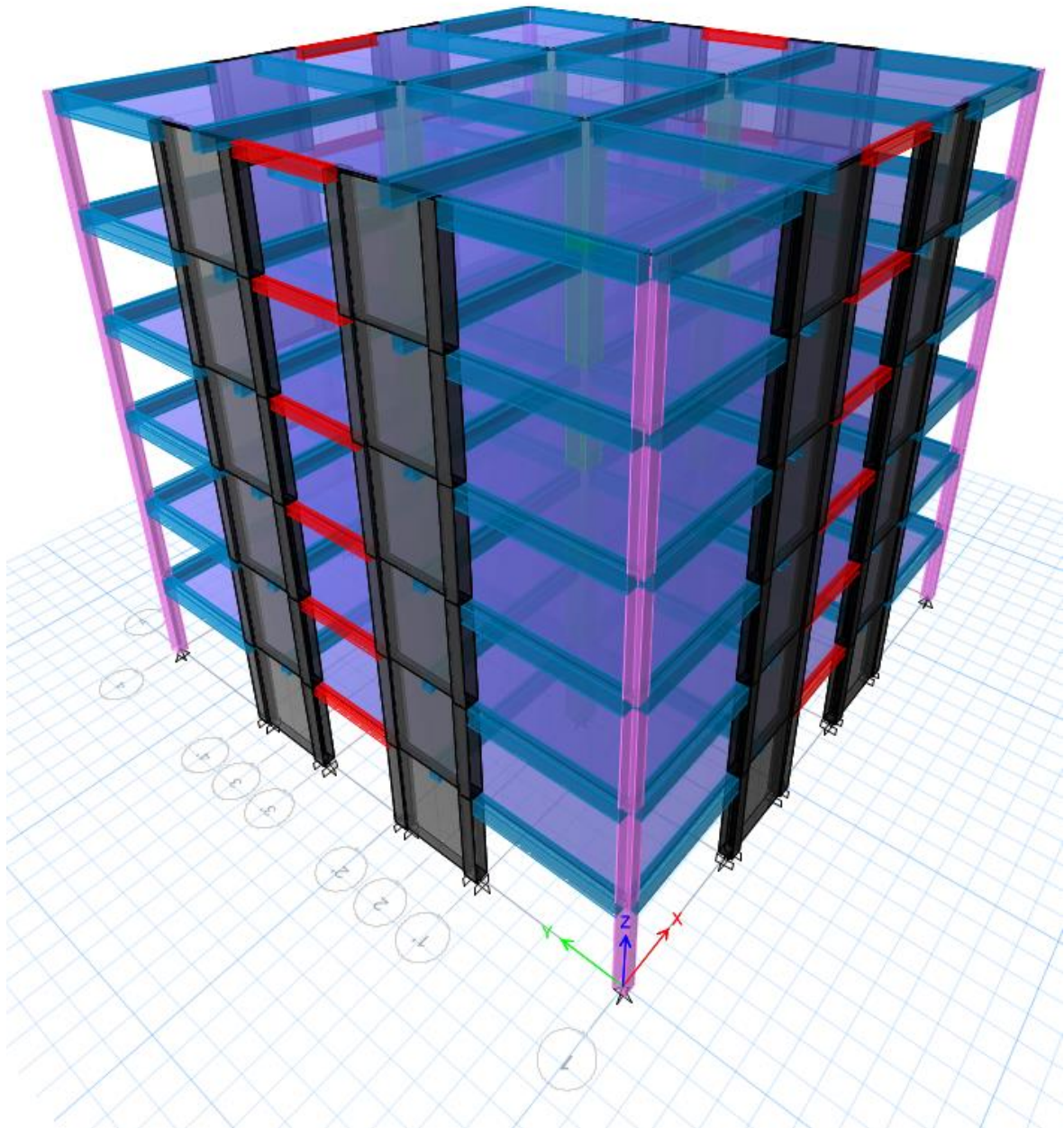


Figura 5.9. Vista tridimensional edificación Tipo 1 (6 Niveles).

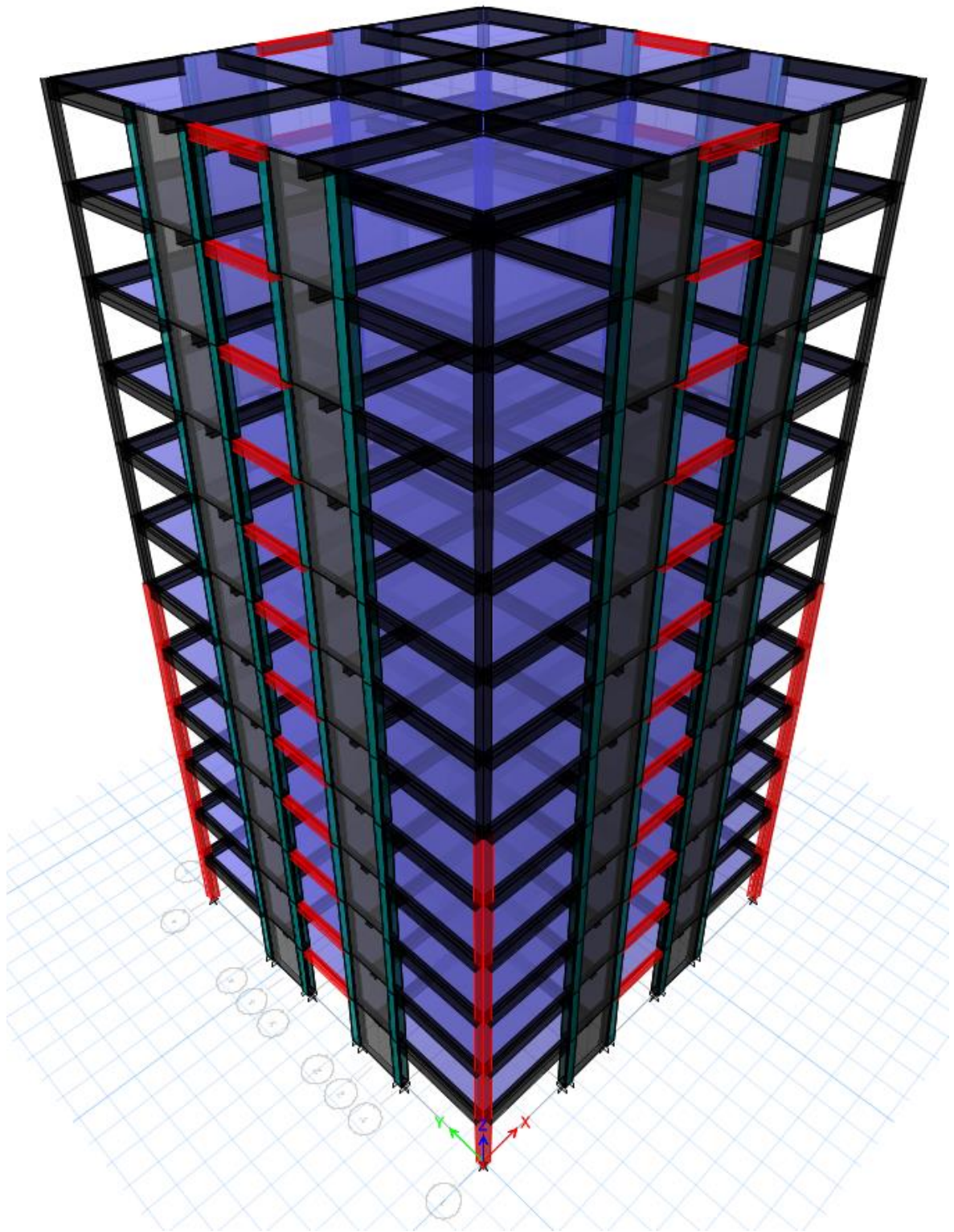


Figura 5.10. Vista tridimensional edificación Tipo 2 (12 Niveles).

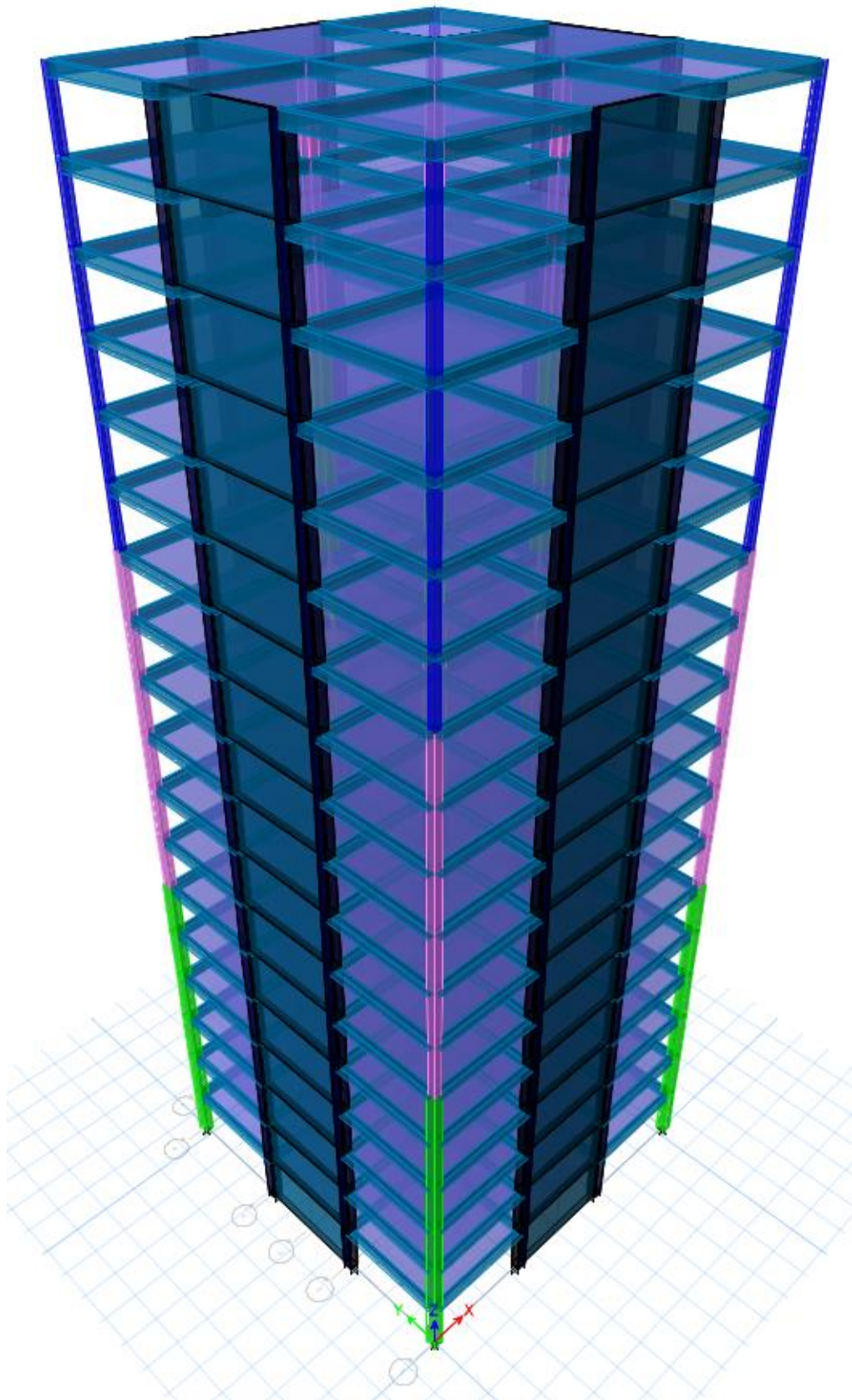


Figura 5.11. Vista tridimensional edificación Tipo 3 (18 Niveles).

ANEXO VI

DETERMINACIÓN PARÁMETROS FBD

ANÁLISIS SISMICO: MUROS EN CANTILEVER

G. Chuquin Leal

1. PERIODO DE VIBRACION DE LA ESTRUCTURA (METODO 1 NEC)

| | | |
|--------------------------|-------|-----|
| $AB [m^2]$ | 324 | |
| nw | 4 | |
| Muro 1 | | |
| $bwi [m]$ | 0.25 | |
| $hwi [m]$ | 18 | |
| $Awl [m^2]$ | 0.75 | |
| $lwi [m]$ | 3 | |
| Cw | 0.03 | |
| C_c | 0.036 | [-] |
| α | 1 | [-] |
| h_n | 18 | [m] |
| T_1 | 0.64 | [s] |
| 1.3^*T_1 | 0.84 | [s] |
| $T_{MODALES}$ | 0.73 | [s] |
| $T_{Modal} \leq 1.3 T_1$ | OK | |
| T_{usado} | 0.64 | [s] |

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

$$C_u = \frac{0.002}{T_u} ; C_w = \frac{0.002}{T_u} \left(\frac{A_w}{A_u} \right)^2 \left(\frac{h_w}{h_u} \right)^2$$

Dónde:

- A_u : Área de la edificación en su base, en metros cuadrados.
- n_u : Número de muros de la edificación diseñados para resistir las fuerzas sísmicas en la dirección de estudio.
- h_u : Altura del muro medida desde la base, en metros.
- A_w : Área mínima de concreto 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.
- h_w : Longitud medida horizontalmente, en metros, de un muro estructural i en el primer nivel de la estructura y en la dirección de estudio.

| 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 | Alta | Alta | Alta | Alta | Alta | Muy alta |

Tabla 1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

| Tipo de perfil del subsuelo | Zona sísmica y factor Z | | | | | |
|-----------------------------|--|------|------|------|------|------|
| | I | II | III | IV | V | VI |
| A | 0.15 | 0.25 | 0.30 | 0.35 | 0.40 | 0.50 |
| B | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.75 |
| C | 0.85 | 0.84 | 1.02 | 1.06 | 1.11 | 1.23 |
| D | 1.02 | 1.06 | 1.11 | 1.19 | 1.28 | 1.40 |
| E | 1.5 | 1.6 | 1.7 | 1.8 | 1.9 | 2 |
| F | Verse Tabla 2. Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4 | | | | | |

Tabla 2. Tipo de suelo y Factores del comportamiento dinámico del subsuelo F.

| Tipo de perfil del subsuelo | Zona sísmica y factor Z | | | | | |
|-----------------------------|--|-----|------|------|-----|------|
| | I | II | III | IV | V | VI |
| A | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 |
| B | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| C | 1.4 | 1.3 | 1.25 | 1.21 | 1.1 | 1.18 |
| D | 1.6 | 1.4 | 1.3 | 1.25 | 1.2 | 1.12 |
| E | 1.8 | 1.4 | 1.25 | 1.1 | 1.0 | 0.85 |
| F | Verse Tabla 2. Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4 | | | | | |

Tabla 3. Tipo de suelo y Factores de sitio F.

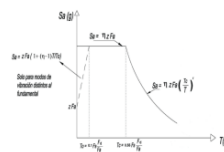
2. ESPECTRO DE RESPUESTA ELASTICO DE ACCELERACIONES, Sa

| | | |
|--------|------|-----|
| Z | 0.4 | [-] |
| F_a | 1 | [-] |
| F_b | 1 | [-] |
| F_c | 0.75 | [-] |
| η | 2.48 | [-] |
| r | 1 | [-] |
| T_D | 0.08 | [s] |
| T_C | 0.41 | [s] |
| S_b | 0.63 | [g] |

$S_b = \eta F_a$ para $0 \leq T \leq T_C$
 $S_b = \eta F_c \left(\frac{T_C}{T} \right)^2$ para $T > T_C$

Dónde:

- η : Rastreo entre la aceleración espectral $S_b(T=0.1)$ y el PGA para el periodo de ensayo seleccionado.
- F_a : Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.
- F_b : $F_b = 1$ para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E.
- F_c : $F_c = 1.5$ para tipo de suelo E.
- η : Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad (g)). Depende del periodo o estado de vibración de la estructura.
- T : Periodo fundamental de vibración de la estructura.
- T_C : Periodo límite de vibración en el espectro sismo elástico de aceleraciones que representa el inicio de diseño.
- Z : Aceleración máxima en roca expresada para el sitio de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g.



| Tipo de perfil del subsuelo | Zona sísmica y factor Z | | | | | |
|-----------------------------|--|------|------|------|------|------|
| | I | II | III | IV | V | VI |
| A | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 |
| B | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| C | 1.38 | 1.28 | 1.19 | 1.15 | 1.1 | 1.06 |
| D | 1.62 | 1.45 | 1.36 | 1.28 | 1.19 | 1.11 |
| E | 2.1 | 1.75 | 1.7 | 1.65 | 1.6 | 1.5 |
| F | Verse Tabla 2. Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4 | | | | | |

Tabla 4. Tipo de suelo y Factores de sitio F.

3. IRREGULARIDAD EN ELEVACION Y PLANTA

Elevación

| | |
|-------------|---|
| Φ_{EI} | 1 |
|-------------|---|

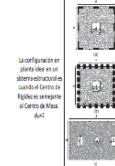
Planta

| | |
|-------------|---|
| Φ_{PI} | 1 |
|-------------|---|

CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\Phi_E=1$

La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas apertados, es constante en todos los niveles.
 $\Phi_P=1$

CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\Phi_P=1$



4. CARGA SISMICA REACTIVA

Peso columnas

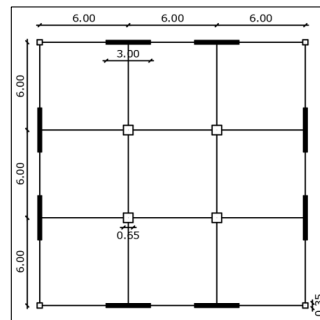
| | 65x65 | 35x35 |
|---------------------------|-------|-------|
| Dimensiones [m] | 0.65 | 0.35 |
| Area [m ²] | 0.42 | 0.12 |
| Longitud [m] | 18 | 18 |
| Volumen [m ³] | 7.6 | 2.2 |
| Peso [T] | 18.3 | 5.3 |
| Numero | 4 | 4 |

Peso vigas

| Sección [m] | V25X30cm | | V30X50cm | |
|---------------------------|----------|-----|----------|-----|
| | 0.25 | 0.3 | 0.3 | 0.5 |
| A [m ²] | 0.075 | | 0.15 | |
| L [m] | 12 | | 101 | |
| Volumen [m ³] | 0.90 | | 15.15 | |
| Peso [T] | 2.2 | | 36.4 | |

| | |
|---------------------------|------|
| Peso muros | |
| $hw [m]$ | 18 |
| $lw [m]$ | 3 |
| $bw [m]$ | 0.25 |
| Volumen [m ³] | 9.9 |
| Peso, [T] | 24 |
| Numero muros | 8 |
| Peso TOTAL [T] | 190 |

| | |
|---------------------------|------|
| Peso cabezales | |
| $hw [m]$ | 18 |
| $b [m]$ | 0.4 |
| $h [m]$ | 0.4 |
| Volumen [m ³] | 2.88 |
| Peso, [T] | 7 |
| Numero cabezales | 16 |
| Peso TOTAL [T] | 111 |



Carga sísmica reactiva

| | | |
|--------------------|---------------|---------------------|
| Área Losa Tipo | 324 | [m ²] |
| q_{CM} Losa Tipo | 0.75 | [T/m ²] |
| W_{Vigas} | 231.1 | [T] |
| $W_{Columnas}$ | 94.2 | [T] |
| Muros | 300.7 | [T] |
| Nº pisos | 6 | [-] |
| W | 2084.0 | [T] |

$W=D$
 Dónde
 D Carga muerta total de la estructura

5. CORTANTE BASAL DE DISEÑO

| | | |
|----------|-------|-----|
| I | 1 | [-] |
| S_a | 0.63 | [-] |
| τ_a | 0.64 | [s] |
| R | 5 | [-] |
| ϕ_c | 1 | [-] |
| ϕ_p | 1 | [-] |
| W | 2084 | [T] |
| C | 12.7% | [-] |
| V | 264.6 | [T] |

Para determinar el cortante basal de diseño aplicado a una edificación en una dirección especificada, se usa la siguiente expresión proporcionada por la NEC-SE-DS:

$$V = \frac{I S_a(T_n)}{R \phi_c \phi_p} W$$

| Categoría | Tipo de uso, destino e importancia | Coefficiente I |
|-------------------|--|------------------|
| Otras estructuras | Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores | 1.0 |

| Sistemas Estructurales Dúctiles | R |
|--|---|
| Otros sistemas estructurales para edificaciones | 5 |
| Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado | 5 |
| Plátanos especiales sísmo resistentes de hormigón armado con vigas banda | 5 |

6. DISTRIBUCION VERTICAL DE FUERZAS SISMICAS LATERALES

| | | |
|-----|------|-----|
| K | 1.07 | [-] |
|-----|------|-----|

| Nivel | wp | hp | wp*hp ³ | Fp | Qx=Qy |
|-------|--------|----|--------------------|-------|--------|
| 1 | 243.00 | 3 | 789.22 | 11.40 | 8.06 |
| 2 | 243.00 | 6 | 1659.49 | 23.97 | 16.95 |
| 3 | 243.00 | 9 | 2563.23 | 37.02 | 26.18 |
| 4 | 243.00 | 12 | 3489.41 | 50.39 | 35.63 |
| 5 | 243.00 | 15 | 4432.65 | 64.02 | 45.27 |
| 6 | 243.00 | 18 | 5389.70 | 77.84 | 55.04 |
| Suma | | | 18323.69 | 264.6 | 187.12 |

| Valores de T (s) | k |
|--------------------|-----------------|
| < 0.5 | 1 |
| $0.5 < T \leq 2.5$ | $0.75 + 0.50 T$ |
| > 2.5 | 2 |

Figura 5.12. Determinación del cortante basal edificación Tipo 1.

ANÁLISIS SISMICO: MUROS EN CANTILEVER (EDIFICACIÓN TIPO 2)

G. Chuquin Leal

1. PERIODO DE VIBRACION DE LA ESTRUCTURA (METODO 1 NEC)

| | |
|------------|-----|
| $AB [m^2]$ | 324 |
| nw | 4 |

Muro 1

| | |
|--------------|------|
| $bwi [m]$ | 0.25 |
| $hwil [m]$ | 36 |
| $Awil [m^2]$ | 0.75 |
| $lwi [m]$ | 3 |
| Cw | 0.01 |

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

$$C_s = \frac{0.001}{\alpha} \sqrt{\frac{A_{m1}}{A_m}} \cdot C_{m1} = \frac{0.001}{\alpha} \sqrt{\frac{A_{m1}}{A_m}} \left[\frac{(h_{m1})^2}{1+0.001(h_{m1})^2} \right]$$

Donde:

- A_m : Área de la edificación en su base, en metros cuadrados.
- n_m : Número de muros de la edificación diseñados para resistir las fuerzas sísmicas en la dirección de estudio.
- h_{m1} : Altura del muro i medida desde la base, en metros.
- A_{m1} : 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_{m1} : Longitud medida horizontalmente, en metros, de un muro estructural i en el primer nivel de la estructura y en la dirección de estudio.

| 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 |

Tabla 1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

| | | |
|--------------------------|-------|-----|
| C_s | 0.071 | [-] |
| α | 1 | [-] |
| h_n | 36 | [m] |
| T_1 | 2.55 | [s] |
| 1.3^*T_1 | 3.31 | [s] |
| $T_{MODALES TABS}$ | 1.80 | [s] |
| $T_{Modal} \leq 1.3 T_1$ | OK | |
| T_{usado} | 1.80 | [s] |

| Tipo de perfil del subsuelo | Zona sísmica y factor Z | | | | | |
|-----------------------------|--|------|------|------|------|------|
| | I | II | III | IV | V | VI |
| A | 0.15 | 0.25 | 0.30 | 0.35 | 0.40 | 0.50 |
| B | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.75 |
| C | 0.85 | 0.94 | 1.02 | 1.06 | 1.11 | 1.23 |
| D | 1.02 | 1.06 | 1.11 | 1.19 | 1.28 | 1.40 |
| E | 1.5 | 1.6 | 1.7 | 1.8 | 1.9 | 2 |
| F | Véase Tabla 2. Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4 | | | | | |

Tabla 5. Tipo de suelo y Factores del comportamiento sísmico del subsuelo F_s .

| Tipo de perfil del subsuelo | Zona sísmica y factor Z | | | | | |
|-----------------------------|--|-----|------|------|-----|------|
| | I | II | III | IV | V | VI |
| A | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 |
| B | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| C | 1.4 | 1.3 | 1.25 | 1.23 | 1.2 | 1.18 |
| D | 1.6 | 1.4 | 1.3 | 1.25 | 1.2 | 1.12 |
| E | 1.8 | 1.4 | 1.25 | 1.1 | 1.0 | 0.85 |
| F | Véase Tabla 2. Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4 | | | | | |

Tabla 3. Tipo de suelo y Factores de sísmo F_s .

2. ESPECTRO DE RESPUESTA ELASTICO DE ACELERACIONES, S_a

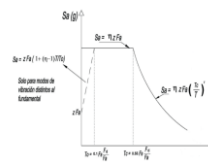
| | | |
|--------|------|-----|
| Z | 0.4 | [-] |
| F_o | 1 | [-] |
| F_d | 1 | [-] |
| F_s | 0.75 | [-] |
| η | 2.48 | [-] |
| r | 1 | [-] |
| T_o | 0.08 | [s] |
| T_c | 0.41 | [s] |
| S_a | 0.23 | [g] |

$$S_a = \eta F_o F_s \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta F_o F_s \left(\frac{T_c}{T} \right)^2 \quad \text{para } T > T_c$$

Donde:

- η : Ratio entre la aceleración espectral $S_a(T=0.1)$ y el PGA para el periodo de retorno seleccionado.
- F_o : Factor modal en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.
- F_s : Factor de respuesta elástica de aceleraciones (representado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del periodo o modo de vibración de la estructura.
- $r=1$: para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E.
- $r=1.5$: para tipo de suelo E.
- S_a : Espectro de respuesta elástica de aceleraciones (representado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del periodo o modo de vibración de la estructura.
- T : Periodo fundamental de vibración de la estructura.
- T_c : Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
- Z : Aceleración mínima en roca esperada para el sismo de diseño, representado como fracción de la aceleración de la gravedad g .



| Tipo de perfil del subsuelo | Zona sísmica y factor Z | | | | | |
|-----------------------------|--|------|------|------|------|------|
| | I | II | III | IV | V | VI |
| A | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 |
| B | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| C | 1.36 | 1.28 | 1.19 | 1.15 | 1.15 | 1.06 |
| D | 1.62 | 1.45 | 1.36 | 1.28 | 1.19 | 1.11 |
| E | 2.1 | 1.75 | 1.7 | 1.65 | 1.6 | 1.5 |
| F | Véase Tabla 2. Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4 | | | | | |

Tabla 4. Tipo de suelo y Factores de sísmo F_s .

3. IRREGULARIDAD EN ELEVACION Y PLANTA

Elevación

| | |
|-------------|---|
| ϕ_{E1} | 1 |
|-------------|---|

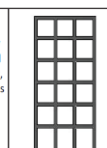
Planta

| | |
|-------------|---|
| ϕ_{P1} | 1 |
|-------------|---|

CONFIGURACION EN ELEVACION $\phi_{E1}=1$

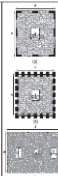
La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporcionados, es constante en todos los niveles.

$$\phi_{E1}=1$$



CONFIGURACION EN PLANTA $\phi_{P1}=1$

La configuración en planta de un sistema estructural es regular cuando los niveles de entrepiso y los centros de masa M_{xi} están distribuidos de manera regular.



4. CARGA SISMICA REACTIVA

Peso columnas

| | 30x30 | 40x40 | 35x35 | 45x45 | 55x55 | 65x65 |
|---------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Dimensiones [m] | 0.3 | 0.4 | 0.35 | 0.45 | 0.55 | 0.65 |
| Area [m ²] | 0.09 | 0.16 | 0.12 | 0.20 | 0.30 | 0.42 |
| Longitud [m] | 18 | 18 | 9 | 9 | 9 | 9 |
| Volumen [m ³] | 1.6 | 2.9 | 1.1 | 1.8 | 2.7 | 3.8 |
| Peso [T] | 3.9 | 6.9 | 2.6 | 4.4 | 6.5 | 9.1 |
| Numero | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 |

Peso vigas

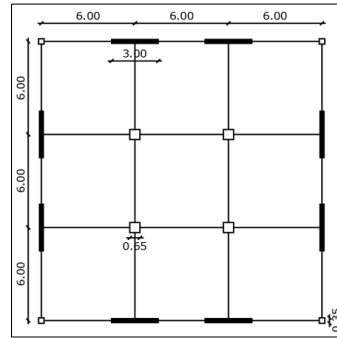
| | V25X30 cm | | V30X50 cm | |
|---------------------------|-----------|-----|-----------|-----|
| Seccion [m] | 0.25 | 0.3 | 0.3 | 0.5 |
| A [m ²] | 0.075 | | 0.15 | |
| L [m] | 12 | | 104 | |
| Volumen [m ³] | 0.90 | | 15.53 | |
| Peso [T] | 2.2 | | 37.3 | |

Peso muros

| | |
|---------------------------|------|
| hw [m] | 36 |
| lw [m] | 3 |
| bw [m] | 0.25 |
| Volumen [m ³] | 19.8 |
| Peso _i [T] | 48 |
| Numero muros | 8 |
| Peso _{TOTAL} [T] | 380 |

Peso cabezales

| | |
|---------------------------|------|
| hw [m] | 36 |
| b [m] | 0.4 |
| h [m] | 0.4 |
| Volumen [m ³] | 5.76 |
| Peso _i [T] | 14 |
| Numero cabezales | 16 |
| Peso _{TOTAL} [T] | 221 |



Carga sismica reactiva

| | | |
|--------------------------|-------|---------------------|
| Área Losa Tipo | 324 | [m ²] |
| qCM _{losa} Tipo | 0.75 | [T/m ²] |
| W _{Vigas} | 473.0 | [T] |
| W _{Columnas} | 133.9 | [T] |
| Muros | 601.3 | [T] |
| Nº pisos | 12 | [-] |
| W | 4124 | [T] |

W=D
 Dénde
 D Carga muerta total de la estructura

5. CORTANTE BASAL DE DISEÑO

| | | |
|----------------|-------|-----|
| I | 1 | [-] |
| Sa | 0.23 | [-] |
| Ta | 1.80 | [s] |
| R | 5 | [-] |
| φ _ε | 1 | [-] |
| φ _p | 1 | [-] |
| W | 4124 | [T] |
| C | 4.5% | [-] |
| V | 187.3 | [T] |

Para determinar el cortante basal de diseño aplicado a una edificación en una dirección especificada, se usa la siguiente expresión, proporcionada por la NEC-SE-DS.

$$V = \frac{I_s(T_d)}{R \phi_p \phi_\epsilon} W$$

| Categoría | Tipo de uso, destino e importancia | Coefficiente I |
|-------------------|--|----------------|
| Otras estructuras | Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores | 1.0 |

| Sistemas Estructurales Ductiles | R |
|---|---|
| Otros sistemas estructurales para edificaciones | |
| Sistemas de muros estructurales ductiles de hormigon armado. | 5 |
| Panicos especiales como resistentes de hormigon armado con vigas banda. | 1 |

6. DISTRIBUCION VERTICAL DE FUERZAS SISMICAS LATERALES

| Nivel | wp | hp | wp*hp ² | Fp | Qx=Qy |
|-------|--------|----|--------------------|-------|--------|
| 1 | 243.00 | 3 | 1490.51 | 0.61 | 0.43 |
| 2 | 243.00 | 6 | 4680.95 | 1.93 | 1.36 |
| 3 | 243.00 | 9 | 9142.41 | 3.77 | 2.67 |
| 4 | 243.00 | 12 | 14700.58 | 6.06 | 4.29 |
| 5 | 243.00 | 15 | 21248.73 | 8.76 | 6.20 |
| 6 | 243.00 | 18 | 28711.85 | 11.84 | 8.37 |
| 7 | 243.00 | 21 | 37033.12 | 15.27 | 10.80 |
| 8 | 243.00 | 24 | 46167.36 | 19.04 | 13.46 |
| 9 | 243.00 | 27 | 56077.40 | 23.12 | 16.35 |
| 10 | 243.00 | 30 | 66731.90 | 27.52 | 19.46 |
| 11 | 243.00 | 33 | 78103.91 | 32.21 | 22.77 |
| 12 | 243.00 | 36 | 90169.92 | 37.18 | 26.29 |
| Suma | | | 454258.63 | 187.3 | 132.45 |

| Valores de T (s) | k |
|------------------|---------------|
| < 0.5 | 1 |
| 0.5 < T < 2.5 | 0.75 + 0.50 T |
| > 2.5 | 2 |

Figura 5.13. Determinación del cortante basal edificación Tipo 2.

1. PERIODO DE VIBRACION DE LA ESTRUCTURA (METODO 1 NEC)

| | | |
|---|-------|-----|
| AB [m ²] | 324 | |
| nw | 2 | |
| Muro 1 | | |
| bwi [m] | 0.3 | |
| hwi [m] | 54 | |
| Awl [m ²] | 1.95 | |
| lwi [m] | 6.5 | |
| Cw | 0.02 | |
| | | |
| C _t | 0.043 | [-] |
| α | 1 | [-] |
| h _n | 54 | [m] |
| T ₁ | 2.33 | [s] |
| 1.3*T ₁ | 3.03 | [s] |
| T _{MODAL ETAS} | 2.22 | [s] |
| T _{Modal} ≤ 1.3 T ₁ | OK | |
| T _{usado} | 2.22 | [s] |

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

$$C_t = \frac{0.0001}{h_n} \left(\frac{h_n}{L_{wi}} \right)^2 \left(\frac{A_{we}}{A_{we,ref}} \right)^2 \left(\frac{A_{we}}{A_{we,ref}} \right)^2$$

Donde:

- A_{we}: 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.
- n_{w,i}: Altura del muro i medida desde la base, en metros.
- A_{we,i}: 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.

| 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 |

Tabla 1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

| Tipo de perfil del subsuelo | Zona sísmica y factor Z | | | | | |
|-----------------------------|--|------|------|------|------|------|
| | I | II | III | IV | V | VI |
| A | 0.15 | 0.25 | 0.30 | 0.35 | 0.40 | 0.50 |
| B | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.75 |
| C | 0.85 | 0.94 | 1.02 | 1.06 | 1.11 | 1.23 |
| D | 1.02 | 1.08 | 1.11 | 1.19 | 1.28 | 1.40 |
| E | 1.5 | 1.6 | 1.7 | 1.8 | 1.9 | 2 |
| F | Véase Tabla 2. Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4 | | | | | |

Tabla 5: Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s

| Tipo de perfil del subsuelo | Zona sísmica y factor Z | | | | | |
|-----------------------------|--|-----|------|------|-----|------|
| | I | II | III | IV | V | VI |
| A | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 |
| B | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| C | 1.4 | 1.3 | 1.28 | 1.23 | 1.2 | 1.18 |
| D | 1.6 | 1.4 | 1.3 | 1.25 | 1.2 | 1.12 |
| E | 1.8 | 1.4 | 1.25 | 1.1 | 1.0 | 0.85 |
| F | Véase Tabla 2. Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4 | | | | | |

Tabla 3: Tipo de suelo y Factores de sitio F_s

2. ESPECTRO DE RESPUESTA ELASTICO DE ACELERACIONES, S_a

| | | |
|----------------|------|-----|
| Z | 0.4 | [-] |
| F _a | 1 | [-] |
| F _d | 1 | [-] |
| F _s | 0.75 | [-] |
| η | 2.48 | [-] |
| r | 1 | [-] |
| T ₀ | 0.08 | [s] |
| T _c | 0.41 | [s] |
| S _a | 0.18 | [g] |

$$S_a = \eta F_a F_d F_s$$

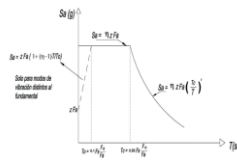
para 0 ≤ T ≤ T_c

$$S_a = \eta F_a F_d \left(\frac{T_c}{T} \right)^r$$

para T > T_c

Donde:

- η: Exista entre la aceleración espectral S_a(T=0.1) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado.
- F_a: Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.
- F_d: Factor de demanda de diseño, con excepciones del artículo 8.
- r = 1.5 para tipo de suelo E.
- S_a: Espectro de respuesta elástica de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Dependiente del periodo o modo de vibración de la estructura.
- T_c: Periodo fundamental de vibración de la estructura.
- T₀: Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el inicio de diseño.
- Z: Aceleración mínima en caso de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g.



| Tipo de perfil del subsuelo | Zona sísmica y factor Z | | | | | |
|-----------------------------|--|------|------|------|------|------|
| | I | II | III | IV | V | VI |
| A | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 |
| B | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| C | 1.36 | 1.28 | 1.19 | 1.15 | 1.12 | 1.06 |
| D | 1.62 | 1.45 | 1.36 | 1.28 | 1.19 | 1.11 |
| E | 2.1 | 1.75 | 1.7 | 1.65 | 1.6 | 1.5 |
| F | Véase Tabla 2. Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4 | | | | | |

Tabla 4: Tipo de suelo y Factores de sitio F_s

3. IRREGULARIDAD EN ELEVACION Y PLANTA

Elevación

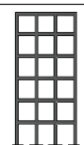
| | |
|-----------------|---|
| Φ _{EI} | 1 |
|-----------------|---|

Planta

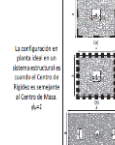
| | |
|-----------------|---|
| Φ _{PI} | 1 |
|-----------------|---|

CONFIGURACIÓN EN ELEVACION Φ_{EI}=1

La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporcionados, es constante en todos los niveles.
Φ_{EI}=1



CONFIGURACIÓN EN PLANTA Φ_{PI}=1



4. CARGA SISMICA REACTIVA

Peso columnas

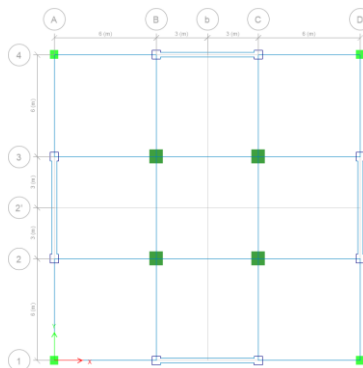
| | 30x30 | 40x40 | 50x50 | 40x40 | 50x50 | 60x60 | 70x70 | 80x80 |
|---------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Dimensiones [m] | 0.3 | 0.4 | 0.5 | 0.4 | 0.5 | 0.6 | 0.7 | 0.8 |
| Area [m ²] | 0.09 | 0.16 | 0.25 | 0.16 | 0.25 | 0.36 | 0.49 | 0.64 |
| Longitud [m] | 18 | 18 | 18 | 9 | 9 | 9 | 9 | 18 |
| Volumen [m ³] | 1.6 | 2.9 | 4.5 | 1.4 | 2.3 | 3.2 | 4.4 | 11.5 |
| Peso [T] | 3.9 | 6.9 | 10.8 | 3.5 | 5.4 | 7.8 | 10.6 | 27.6 |
| Numero | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 |

Peso vigas

| | V30X50 cm | |
|---------------------------|-----------|-----|
| Sección [m] | 0.3 | 0.5 |
| A [m ²] | 0.15 | |
| L [m] | 113 | |
| Volumen [m ³] | 17.00 | |
| Peso [T] | 40.8 | |

| | |
|---------------------------|------|
| Peso muros | |
| hw [m] | 54 |
| lw [m] | 6.5 |
| bw [m] | 0.3 |
| Volumen [m ³] | 89.1 |
| Peso _i [T] | 214 |
| Numero muros | 4 |
| Peso _{TOTAL} [T] | 855 |

| | |
|---------------------------|------|
| Peso cabezales | |
| hw [m] | 54 |
| b [m] | 0.5 |
| h [m] | 0.5 |
| Volumen [m ³] | 13.5 |
| Peso _i [T] | 32 |
| Numero cabezales | 8 |
| Peso _{TOTAL} [T] | 259 |



Carga sísmica reactiva

| | | |
|--------------------------|--------|---------------------|
| Área Losa Tipo | 324 | [m ²] |
| qCM _{Losa Tipo} | 0.75 | [T/m ²] |
| W _{Vigas} | 734.2 | [T] |
| W _{Columnas} | 305.9 | [T] |
| Muros | 1114.6 | [T] |
| Nº pisos | 18 | [-] |
| W | 6529 | [T] |

W=D
Dónde
D Carga muerta total de la estructura

5. CORTANTE BASAL DE DISEÑO

| | | |
|----------|------|-----|
| I | 1 | [-] |
| Sa | 0.18 | [-] |
| Ta | 2.22 | [s] |
| R | 5 | [-] |
| ϕ_e | 1 | [-] |
| ϕ_p | 1 | [-] |
| W | 6529 | [T] |
| C | 3.7% | |
| V | 241 | [T] |

Para determinar el cortante basal de diseño aplicado a una edificación en una dirección especificada, se usa la siguiente expresión proporcionada por la NEC-SE-DS.

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

| Categoría | Tipo de uso, destino e importancia | Coefficiente I |
|-------------------|--|----------------|
| Otras estructuras | Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores | 1.0 |

| Sistemas Estructurales Dúctiles | R |
|---|---|
| Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado | 5 |
| Plátanos especiales sísmo resistentes de hormigón armado con vigas banda. | 5 |

6. DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE FUERZAS SISMICAS LATERALES

| | | |
|---|------|-----|
| K | 1.86 | [-] |
|---|------|-----|

| Valores de T (s) | k |
|------------------|---------------|
| < 0.5 | 1 |
| 0.5 < T < 2.5 | 0.75 + 0.50 T |
| > 2.5 | 2 |

| Nivel | wp | hp | wp*hp ^k | Fp | Qx=Qy |
|-------------|--------|----|--------------------|--------------|---------------|
| 1 | 243.00 | 3 | 1875.22 | 0.16 | 0.12 |
| 2 | 243.00 | 6 | 6807.19 | 0.59 | 0.42 |
| 3 | 243.00 | 9 | 14470.96 | 1.26 | 0.89 |
| 4 | 243.00 | 12 | 24710.61 | 2.16 | 1.53 |
| 5 | 243.00 | 15 | 37422.78 | 3.27 | 2.31 |
| 6 | 243.00 | 18 | 52530.69 | 4.58 | 3.24 |
| 7 | 243.00 | 21 | 69973.59 | 6.11 | 4.32 |
| 8 | 243.00 | 24 | 89701.39 | 7.83 | 5.54 |
| 9 | 243.00 | 27 | 111671.64 | 9.75 | 6.89 |
| 10 | 243.00 | 30 | 135847.55 | 11.86 | 8.38 |
| 11 | 243.00 | 33 | 162196.77 | 14.16 | 10.01 |
| 12 | 243.00 | 36 | 190690.44 | 16.64 | 11.77 |
| 13 | 243.00 | 39 | 221302.56 | 19.32 | 13.66 |
| 14 | 243.00 | 42 | 254009.50 | 22.17 | 15.68 |
| 15 | 243.00 | 45 | 288789.60 | 25.21 | 17.82 |
| 16 | 243.00 | 48 | 325622.93 | 28.42 | 20.10 |
| 17 | 243.00 | 51 | 364490.99 | 31.81 | 22.50 |
| 18 | 243.00 | 54 | 405376.59 | 35.38 | 25.02 |
| Suma | | | 2757490.99 | 240.7 | 170.18 |

Figura 5.14. Determinación del cortante basal edificación Tipo 3.

ANEXO VII

DISEÑO POR CAPACIDAD DE MUROS ESTRUCTURALES

La norma ACI318-19, en el capítulo 2, define a un muro estructural como un muro el cual se diseña para resistir combinaciones de cortantes, momentos y fuerzas axiales en el plano del muro. La sección 18.10.2.4 (a) de ACI318-19, define que, para muros con $h_w/l_w \geq 2$, el 15% de la longitud del muro (l_w) debe contar con una cuantía mínima de:

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

Ecuación 5.1. Cuantía mínima en el 15% de la longitud l_w .

Donde, l_w y h_w son la longitud y altura de todo el muro, respectivamente.

Por otro lado, el apartado 18.10.2.1, establece que la cuantía de refuerzo distribuido en el alma no debe ser menor a 0.0025, excepto que si V_u no excede $0.27 * \lambda * \sqrt{f'c} * A_{cv}$, se permite reducir a lo establecido en la sección 11.6 de la misma.

Flexocompresión

Debido a que el muro es un miembro que trabaja a flexo-compresión, su diseño ante estos esfuerzos se debe realizar mediante el diagrama de interacción, donde se deberá verificar que las solicitaciones (M, P) de las dos combinaciones más críticas se ubiquen dentro de la curva de capacidad reducida y por debajo de la condición balanceada, tal como se muestra en la siguiente figura.

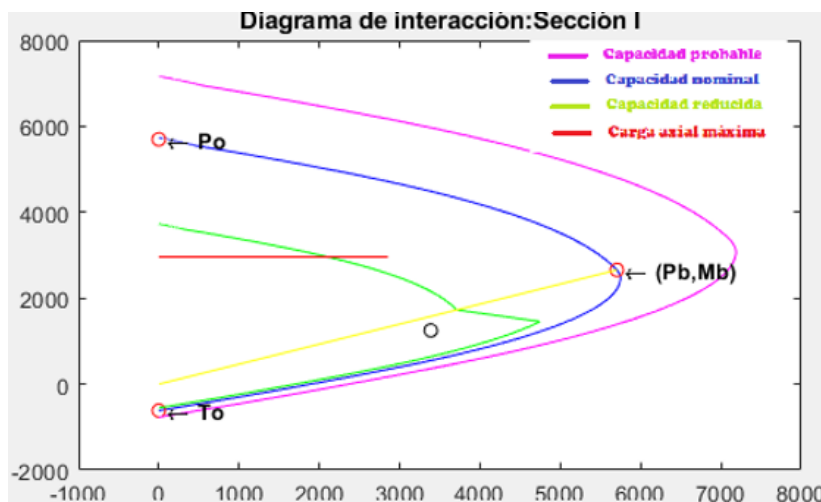


Figura 5.15. Diagrama de interacción de muro (Sección I).

Fuente: MATLAB.

Las combinaciones más críticas son aquellas que producen los esfuerzos máximos y mínimos, dichos esfuerzos se determinan en base a la siguiente expresión:

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

Ecuación 5.2. Esfuerzo máximo debido a flexo-compresión.

Donde,

P_u : Carga axial última.

M_u : Momento último.

A : Área de la sección transversal de muro.

y : Centro de gravedad del muro.

I : Inercia del muro.

Con base en el diagrama de interacción, es necesario hallar un valor de axial reducido (ϕP_n) que sea menor y muy cercano al valor de carga axial última (P_u), junto con el respectivo momento flector reducido (ϕM_n), momento nominal (M_n) y la distancia al eje neutro (c). Para continuar con el diseño, debe cumplirse que ϕM_n sea mayor o igual que M_u , o que la diferencia entre M_u y ϕM_n no sea considerable, finalmente, se determina el momento probable (M_{pr}) considerándolo como un 15% mayor al momento nominal.

Diseño a corte

La sección 18.10.3.1. de la norma ACI318-19, establece que la fuerza cortante de diseño (V_e) se debe determinar en base a la siguiente expresión:

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

Ecuación 5.3. Fuerza cortante de diseño.

Donde,

Ω_v : Factor de sobrerresistencia en la sección crítica.

ω_v : Factor para considerar la amplificación dinámica de cortante.

V_u : Cortante último.

Para el diseño por capacidad mediante la metodología DDBD, se debe considerar $V_e = V_u$, ya que la sollicitación por corte ya fue previamente mayorada, tal como se indica en la sección 2.6 (Ec 2.50).

El factor de sobrerresistencia debe cumplir con ACI318-19, Tabla 18.10.3.1.2., donde para muros con $h_w/l_w > 1.5$:

$$\Omega_v = \max\left(\frac{M_{pr}}{M_u}; 1.5\right)$$

Ecuación 5.4. Factor de sobrerresistencia.

Con,

M_{pr} : Momento probable.

M_u : Momento último.

Por otro lado, el factor que considera la amplificación dinámica de cortante (ω_v) puede tomarse como 1.0 para muros con $h_w/l_w < 2$, caso contrario se determina en base a las siguientes expresiones presentes en ACI318-19 18.10.3.1.3.

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

$$n_s > 6 \rightarrow \omega_v = 1.3 + \frac{n_s}{30} \leq 1.8$$

Ecuación 5.5. Factor para considerar la amplificación dinámica de cortante.

Donde, n_s es el número de pisos por encima de la sección crítica y no debe tomarse menor que el valor $0.28 * h_w$.

El ancho del muro (b_w) debe verificarse haciendo uso de la siguiente ecuación (considerando $f'_c=280 \text{ kg/cm}^2$):

$$b_w \geq \frac{V_e}{33.25 * l_w}$$

Ecuación 5.6. Ancho mínimo para resistir V_e .

La resistencia a cortante (V_n) se determina en base a ACI318-19, 18.10.4.1.

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c * \lambda * \sqrt{f'_c} + \rho_s * f_y)$$

Ecuación 5.7. Resistencia a cortante.

Donde para esfuerzos en kg/cm²:

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

$$\alpha_c = 0.53 \text{ para } h_w/l_w \geq 2$$

A_{cv} : Área de la sección transversal.

ρ_s : Cuantía de acero dispuesto a corte.

La cuantía de refuerzo transversal se calcula conforme a ACI318-19, sección 18.10.4.1, tal como se muestra a continuación:

$$V_e \leq \phi V_n = \phi A_{cv} (\alpha_c * \lambda * \sqrt{f'c} + \rho_s * f_y)$$

Donde ϕ es el factor de reducción de resistencia, que según ACI318-19 Tabla 21.2.1, toma un valor de 0.75 para acciones de cortante, de esta manera se despeja ρ_s , obteniéndose así:

$$\rho_s = \frac{V_e - \phi * A_{cv} * \alpha_c * \lambda * \sqrt{f'c}}{\phi * A_{cv} * f_y}$$

Ecuación 5.8. Cuantía de acero para corte.

Finalmente, el área de acero requerida para cortante se determina mediante:

$$A_v = \rho_s * b_w * s$$

Ecuación 5.9. Área de acero para cortante.

Donde,

b_w : Ancho del muro y s : espaciamiento del acero transversal, máximo 450 mm.

Diseño de cabezales especiales

Según ACI318-19 18.10.6.3, los cabezales se consideran necesarios cuando el esfuerzo a compresión máximo de la fibra extrema, correspondiente a las combinaciones que incluyen la fuerza sísmica, sobrepase 0.2 f'c, es decir:

$$\sigma_{max} \geq 0.20 * f'c$$

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

En caso de ser necesarios, se deben cumplir las siguientes condiciones, tomadas de ACI318-19 18.10.6.4:

- El elemento de borde se extenderá horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta el máximo valor entre $c - 0.1 l_w$ y $c/2$.

Donde,

c : Distancia al eje neutro.

l_w : Longitud del muro.

- El mínimo valor del ancho en la zona de compresión por flexión debe ser $h_u/16$, donde h_u se define como la altura no apoyada lateralmente.
- Para muros con $h_w/l_w \geq 2$ y $c/l_w \geq 3/8$, el ancho en la zona de compresión por flexión debe ser al menos 30 cm.

Refuerzo transversal del cabezal

El espaciamiento vertical de este refuerzo debe obedecer lo establecido en ACI318-19 18.10.6.4 (e) y Tabla 18.10.6.5 (b).

$$s = \min (b/3; h/3; 6 \phi_{db}; 10 \text{ cm})$$

Ecuación 5.10. Espaciamiento mínimo del refuerzo transversal en el cabezal.

Donde,

b y h : Corresponden a la base y altura del cabezal, respectivamente.

ϕ_{db} : Diámetro de la varilla longitudinal.

La cantidad requerida de acero de refuerzo transversal del cabezal y, de ser necesario, del alma, se obtiene según ACI318-19 18.7.5.4.

$$A_v = \max (Ash_1; Ash_2)$$

$$Ash_1 = 0.3 * s * h'' * \frac{f'c}{f_y} * \left(\frac{Ag}{Ac} - 1 \right)$$

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

Donde,

h'' : Longitud del núcleo confinado perpendicular a las ramas analizadas.

Ag : Área bruta de la sección.

Ac : Área del núcleo confinado.

ANEXO VIII

EJEMPLOS DE DISEÑO POR CAPACIDAD DE MUROS ESTRUCTURALES (FBD)

A continuación, se presenta el proceso de diseño de tres muros, pertenecientes a las edificaciones Tipo 1, 2 y 3, respectivamente, mismo que se realizó con ayuda de una hoja de cálculo realizada en EXCEL.

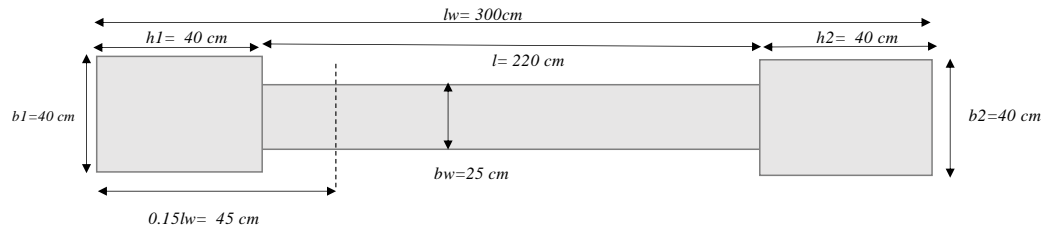
Para la Edificación Tipo 1 se tiene el siguiente diseño:

MUROS EN CANTILEVER - DISEÑO BASADO EN FUERZAS

G. Chuquin Leal

DISEÑO DE MUROS - EDIFICACIÓN TIPO 1

| | | |
|---|------|--|
| 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 ACI318-19 Tabla 20.5.1.3.1 |
| Número de pisos | 6 | - |
| Altura total H | 18 | m |
| longitud horizontal (l_w) | 3 | m |
| Espesor del alma (b_w) | 0.25 | m |
| Ancho cabezal 1 (b_1) | 40 | cm |
| Alto cabezal 1 (h_1) | 40 | cm |
| Ancho cabezal 2 (b_2) | 40 | cm |
| Alto cabezal 2 (h_2) | 40 | cm |



Cálculo de Inercia I

| | B | H | Área | D | D ² | A*D ² | I _o | I _o +AD ² |
|-----------|------|------|------|------|----------------|------------------|----------------|---------------------------------|
| A1 | 0.40 | 0.40 | 0.16 | 1.30 | 1.69 | 0.27 | 0.00 | 0.27 |
| A2 | 0.25 | 2.20 | 0.55 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.22 | 0.22 |
| A3 | 0.40 | 0.40 | 0.16 | 1.30 | 1.69 | 0.27 | 0.00 | 0.27 |

| | | |
|---------------|------|----------------|
| Σ Área | 0.87 | m ² |
| Inercia | 0.77 | m ⁴ |
| Y | 1.5 | m |

1.2 ACERO MÍNIMO

En 0.15 lw

| | | | | | |
|-----------------------------------|--------|-----------------|-------------------------|---|---|
| hw/lw | 6.00 | | | | |
| 0.15 lw | 0.45 | m | OK | | |
| Cuántía mínima (flexo compresión) | 0.637% | % | ACI318-19 18.10.2.4 (a) | ⇒ | $\rho_{min} = 1.6 * \frac{\sqrt{f'c}}{f_y}$ |
| As min | 11.00 | cm ² | | | |
| As min | 11.00 | cm ² | | | |
| Acero colocado en cabezal | 12 | φ | 16 | | |
| Acero colocado en alma | 2 | φ | 16 | | |
| Acero colocado | 28.15 | cm ² | OK | | |

En el alma

| | | | |
|---------------------------|--------|----------------------------------|----------------------|
| Cuántía mínima | 0.0025 | - | Aci 318 19 18.10.2.1 |
| Acero colocado en cabezal | 2 | φ | 16 @ 20 cm |
| Acero colocado | 0.008 | cm ² /cm ² | OK |

1.3 FLEXOCOMPRESIÓN

Factor de reducción de resistencia a flexión **0.9**

Solicitaciones

| | P [T] | M [Tm] | V [T] |
|---|-------|--------|-------|
| D | 140 | 0 | 1 |
| L | 30 | 0 | 0 |
| S | 4 | 637 | 66 |

| Combinaciones | P [T] | M [Tm] | V [T] | σ Max | σ Min |
|---------------|-------|--------|------------------|-------|-------|
| 1.4D | 196 | 0 | 1 | 227 | 225 |
| 1.2D+1.6L | 216 | 0 | 2 | 249 | 247 |
| 1.2D+L+S | 202 | 637 | 68 | 1478 | -1014 |
| 1.2D+L-S | 195 | -636 | -65 | -1021 | 1468 |
| 0.9D+S | 130 | 637 | 67 | 1395 | -1096 |
| 0.9D-S | 123 | 636 | 65 | 1386 | -1104 |
| | | | σ _{MAX} | 1478 | |
| | | | σ _{MIN} | -1104 | |

193

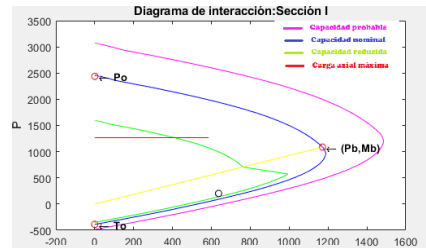
$$\sigma_{max} = \frac{P_u}{A} \pm \frac{M_u * y}{I}$$

Combinación 1: 1.2D+L+S

| | | |
|-------------------------------|-----|----|
| Pu | 202 | T |
| Mu | 637 | Tm |
| Profundidad al eje Neutro (c) | 51 | cm |
| φPn | 201 | T |
| φMn | 706 | Tm |
| Mn | 785 | Tm |
| Mpr | 902 | Tm |

Obtener del diagrama de interacción φPn mas cercano a Pu

Obtener del diagrama de interacción

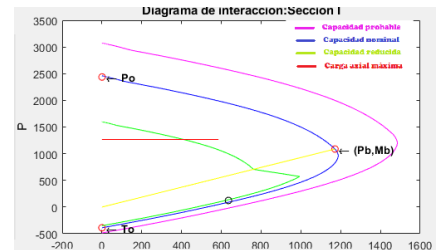


Combinación 2: 0.9D-S

| | | |
|-------------------------------|-----|----|
| Pu | 123 | T |
| Mu | 636 | Tm |
| Profundidad al eje Neutro (c) | 41 | cm |
| φPn | 116 | T |
| φMn | 613 | Tm |
| Mn | 681 | Tm |
| Mpr | 783 | Tm |

Obtener del diagrama de interacción φPn mas cercano a Pu

Obtener del diagrama de interacción



Revisar o cambiar armado /dimensiones del muro.

1.4 DISEÑO A CORTE

| | | |
|----------------------------------|----|---|
| Vu de la Combinación 1: 1.2D+L+S | 68 | T |
| Vu de la Combinación 2: 0.9D-S | 65 | T |

Factor de sobrerresistencia (Ω_v) ACI 318 19 18.10.3.1.2

| | | |
|----------------------------|------|-------------------------|
| Ω_v (Combinación 1) | 1.50 | - |
| Ω_v (Combinación 2) | 1.50 | - ACI318-19 18.10.3.1.2 |

Gobierna C 1

Factor de amplificación dinámica (W_v) ACI 318 19 18.10.3.1.3

| | | |
|----|------|-------------------------|
| ns | 6 | - |
| Wv | 1.50 | - ACI318-19 18.10.3.1.3 |

Fuerza cortante de diseño (V_e)

| | | |
|--|------|--------------------|
| Factor de reducción de resistencia a corte | 0.75 | - |
| $\Omega_r * W_v$ | 2.25 | - ACI318-19 21.2.1 |
| V_e | 152 | T |

18.10.3.1 La fuerza cortante de diseño V_e se debe calcular por medio de:
 $V_e = \Omega_v V_n \leq 3V_c$ (18.10.3.1)

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

| | | |
|---------------------------------------|------|----|
| Ancho mínimo del alma (b_w) | 15.3 | cm |
| Ancho del alma constructivo (b_w) | 25 | cm |
| ϕV_n | 249 | T |

$V_e \leq \phi V_n$ $V_e \leq \phi(V_c + V_s)$ $V_e \leq 4V_c$

Se asume "d" como b_w y se despeja b_w
 Se verifica que el ancho asumido sea igual al ancho calculado

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

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

18.10.4.1 V_n debe calcularse por medio de:
 $V_n = (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_l f_{yt}) A_{cv}$ (18.10.4.1)

$V_n = A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_l f_{yt})$
 $\alpha_c = 0.80$ para $\frac{h_w}{\ell_w} \leq 1.5$
 $\alpha_c = 0.53$ para $\frac{h_w}{\ell_w} \geq 2.0$

OK

| | | |
|---|--------|-------------------------------------|
| Cuantía para acero transversal (ρ_s) | 0.0043 | - |
| Espaciamiento (s) | 20 | cm |
| Acero a corte (A_v) | 2.17 | cm ² /cm ² |
| Acero colocado | 2 | ϕ 12 @ 20 cm |
| Acero colocado | 0.005 | cm ² /cm ² OK |

1.5 DISEÑO DE CABEZALES ESPECIALES

| | | |
|----------------------------|-----|--------------------|
| σ_{max} (formula 1) | 148 | kg/cm ² |
| σ_{max} (formula 2) | 193 | kg/cm ² |
| 0.2fc | 56 | kg/cm ² |

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

$$\sigma_{max} = \frac{P_u}{A} \pm \frac{6 M_u}{b * (\ell_w)^2}$$

ACI318-19 18.10.6.3

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 mínimo de la fibra extrema, correspondiente a las combinaciones de carga de diseño que incluyen efectos sísmicos E, sobrepasen $0.2f'_c$. Los elementos especiales de borde pueden ser discontinuos donde el esfuerzo de compresión calculado sea menor que $0.15f'_c$. 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 18.10.5.2.

Requiere Cabezales

1.6 PROPIEDADES DE LOS CABEZALES

a) Longitud $>(c-0.1l_w, c/2)$

ACI 18.10.6.4

| | | |
|--|------|----|
| C max | 51 | cm |
| C-0.1*lw | 21 | cm |
| C/2 | 25.5 | cm |
| Longitud a confinar (longitud de cabezal especial) | 25.5 | cm |

En muros con $h_w/l_w < 2$, no se requiere esta condición debido a que no se agota a flexión

b) Ancho mínimo en lo largo

ACI 18.10.6.4

$$h/16 \geq \frac{h}{16}$$

OK

c) Ancho mínimo (Para muros largos)

ACI 18.10.6.4

OK

$$b \geq 30 \text{ cm}$$

(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.

1.7. REFUERZO TRANSVERSAL EN EL CABEZAL

En la columna

| Cabezal | 1 | 2 | |
|------------------|-----|-----|----|
| Espaciamento (s) | 9.6 | 9.6 | cm |
| Espaciamento (s) | 10 | 10 | |

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

Ramas cortas

| | | | |
|------------------------------|------|------|------------------------------------|
| h'' | 32 | 32 | cm |
| Área de la sección (A_g) | 1600 | 1600 | cm ² |
| Área confinada (A_c) | 1024 | 1024 | cm ² |
| A_{sh1} | 3.60 | 3.60 | cm ² ACI318-19 18.7.5.4 |
| A_{sh2} | 1.92 | 1.92 | cm ² ACI318-19 18.7.5.4 |
| A_v | 3.60 | 3.60 | cm ² |

| 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 | | |

Tabla 18.7.5.4 – Refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales resistentes a momento

| Refuerzo transversal | Condición | Espesores aplicados |
|--|---|---|
| A_{sh} (cm ²) | $f_c \leq 0.14 f_c'$ $f_c \leq 30 \text{ MPa}$ | Máx de (b) y (c) $0.12 \left(\frac{A_c}{A_g} \right) \left(\frac{f_c'}{f_y} \right) A_g$ |
| para columnas cerradas de núcleo macizo circulares | $f_c \leq 0.14 f_c'$ $f_c \leq 30 \text{ MPa}$ | $0.08 \left(\frac{A_c}{A_g} \right) \left(\frac{f_c'}{f_y} \right) A_g$ |
| A_{sh} (cm ²) | $f_c \leq 0.14 f_c'$ $f_c \leq 30 \text{ MPa}$ | $0.12 \left(\frac{A_c}{A_g} \right) \left(\frac{f_c'}{f_y} \right) A_g$ |
| A_{sh} (cm ²) | $f_c \leq 0.14 f_c'$ $f_c \leq 30 \text{ MPa}$ | $0.12 \left(\frac{A_c}{A_g} \right) \left(\frac{f_c'}{f_y} \right) A_g$ |
| A_{sh} (cm ²) | $f_c \leq 0.14 f_c'$ $f_c \leq 30 \text{ MPa}$ | $0.12 \left(\frac{A_c}{A_g} \right) \left(\frac{f_c'}{f_y} \right) A_g$ |

$$A_{sh1} = 0.3 * \frac{s * h'' * f_c'}{f_y} * \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right)$$

$$A_{sh2} = 0.09 * \frac{s * h'' * f_c'}{f_y} *$$

Ramas largas

| | | | |
|------------------------------|------|------|------------------------------------|
| h'' | 32 | 32 | cm |
| Área de la sección (A_g) | 1600 | 1600 | cm ² |
| Área confinada (A_c) | 1024 | 1024 | cm ² |
| A_{sh1} | 3.60 | 3.60 | cm ² ACI318-19 18.7.5.4 |
| A_{sh2} | 1.92 | 1.92 | cm ² ACI318-19 18.7.5.4 |
| A_v | 3.60 | 3.60 | cm ² |

| 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 | | |

$$s \leq (12, 6\phi)$$

1.8. ESPACIAMIENTO VERTICAL

En la columna

Ramas cortas

| Cabezal | 1 | 2 | |
|--------------------------------------|-----|-----|----|
| Espaciamento vertical real (h_x) | 8.7 | 8.7 | cm |
| Condición (35 cm, 2/3 b) | OK | OK | - |

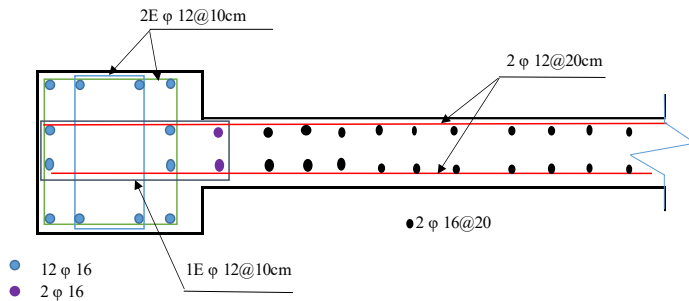
$$h_x \leq \left(35 \text{ cm}, \frac{2}{3} b \right)$$

Ramas largas

| Cabezal | 1 | 2 | |
|--------------------------------------|-----|-----|----|
| Espaciamento vertical real (h_x) | 8.7 | 8.7 | cm |
| Condición (35 cm, 2/3 b) | OK | OK | - |

h_x = espaciamento máximo, medido centro a centro, entre barras longitudinales soportadas lateralmente por esquinas de ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento alrededor del perímetro de una columna o elemento de borde de un muro, mm

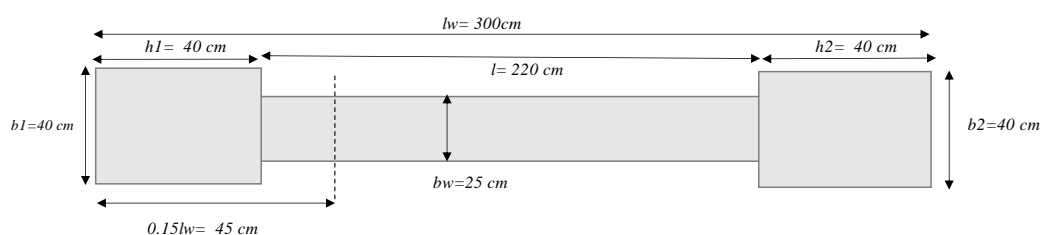
ARMADO- VISTA EN PLANTA



Para la Edificación Tipo 2:

DISEÑO DE MUROS - EDIFICACIÓN TIPO 2

| | | |
|---|------|-------------------------------|
| 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 ACI318-19 Tabla 20.5.1.3.1 |
| Número de pisos | 12 | - |
| Altura total H | 36 | m |
| longitud horizontal (lw) | 3 | m |
| Espesor del alma (bw) | 0.25 | m |
| Ancho cabezal 1 ($b1$) | 40 | cm |
| Alto cabezal 1 ($h1$) | 40 | cm |
| Ancho cabezal 2 ($b2$) | 40 | cm |
| Alto cabezal 2 ($h2$) | 40 | cm |



Cálculo de Inercia I

| | B | H | Área | D | D ² | A*D ² | Io | Io+AD ² |
|----|------|------|------|------|----------------|------------------|------|--------------------|
| A1 | 0.40 | 0.40 | 0.16 | 1.30 | 1.69 | 0.27 | 0.00 | 0.27 |
| A2 | 0.25 | 2.20 | 0.55 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.22 | 0.22 |
| A3 | 0.40 | 0.40 | 0.16 | 1.30 | 1.69 | 0.27 | 0.00 | 0.27 |

| | | |
|---------------|------|----------------|
| Σ Área | 0.87 | m ² |
| Inercia | 0.77 | m ⁴ |
| Y | 1.5 | m |

1.2 ACERO MÍNIMO

En 0.15 lw

| | | | |
|-----------------------------------|--------|-----------------|---|
| hw/lw | 12.00 | | OK |
| 0.15 lw | 0.45 | m | |
| Cuantía mínima (flexo compresión) | 0.637% | % | ACI318-19 18.10.2.4 (a) $\Rightarrow \rho_{min} = 1.6 * \frac{\sqrt{f'c}}{f_y}$ |
| As min | 11.00 | cm ² | |
| As min | 11.00 | cm ² | |
| Acero colocado en cabezal | 12 | ϕ | 18 |
| Acero colocado en alma | 2 | ϕ | 16 |
| Acero colocado | 34.56 | cm ² | OK |

En el alma

| | | | |
|---------------------------|--------|----------------------------------|---------------------|
| Cuantía mínima | 0.0025 | - | ACI318-19 18.10.2.1 |
| Acero colocado en cabezal | 2 | ϕ | 16 @ 20 cm |
| Acero colocado | 0.008 | cm ² /cm ² | OK |

1.3 FLEXOCOMPRESIÓN

Factor de reducción de resistencia a flexión 0.9

Solicitaciones

| | P [T] | M [Tm] | V [T] |
|---|-------|--------|-------|
| D | 288 | 0 | 1 |
| L | 62 | 0 | 0 |
| S | 13 | 620 | 48 |

| Combinaciones | P [T] | M [Tm] | V [T] | σ Max | σ Min |
|---------------|-------|--------|-------|----------------|--------------|
| 1.4D | 403 | 0 | 1 | 464 | 463 |
| 1.2D+1.6L | 444 | 0 | 1 | 511 | 510 |
| 1.2D+L+S | 421 | 621 | 49 | 1697 | -730 |
| 1.2D+L-S | 394 | -620 | -47 | -759 | 1665 |
| 0.9D+S | 273 | 620 | 49 | 1527 | -900 |
| 0.9D-S | 246 | 620 | 47 | 1495 | -930 |
| | | | | σ_{MAX} | 1697 |
| | | | | σ_{MIN} | -930 |

214

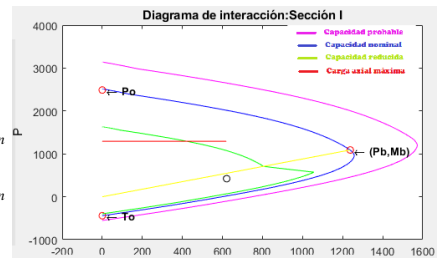
$$\sigma_{max} = \frac{P_u}{A} \pm \frac{M_u * y}{I}$$

Combinación 1: 1.2D+L+S

| | | |
|-------------------------------|------|----|
| P_u | 421 | T |
| M_u | 621 | Tm |
| Profundidad al eje Neutro (c) | 85 | cm |
| ϕP_n | 418 | T |
| ϕM_n | 961 | Tm |
| Mn | 1068 | Tm |
| Mpr | 1229 | Tm |

Obtener del diagrama de interacción ϕP_n mas cercano a P_u

Obtener del diagrama de interacción

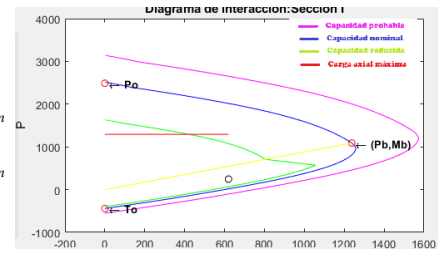


Combinación 2: 0.9D-S

| | | |
|-------------------------------|------|----|
| P_u | 246 | T |
| M_u | 620 | Tm |
| Profundidad al eje Neutro (c) | 58 | cm |
| ϕP_n | 244 | T |
| ϕM_n | 812 | Tm |
| Mn | 902 | Tm |
| Mpr | 1037 | Tm |

Obtener del diagrama de interacción ϕP_n mas cercano a P_u

Obtener del diagrama de interacción



OK, la sección cumple.

1.4 DISEÑO A CORTE

| | | |
|----------------------------------|----|---|
| Vu de la Combinación 1: 1.2D+L+S | 49 | T |
| Vu de la Combinación 2: 0.9D-S | 47 | T |

Factor de sobrerresistencia (Ω_v) ACI 318 19 18.10.3.1.2

| | | |
|----------------------------|------|-------------------------|
| Ω_v (Combinación 1) | 1.98 | - |
| Ω_v (Combinación 2) | 1.67 | - ACI318-19 18.10.3.1.2 |

Gobierna C 1

18.10.3.1.2 Ω_v debe cumplir con la Tabla 18.10.3.1.2

Tabla 18.10.3.1.2 — Factor de sobrerresistencia Ω_v en la sección crítica

| Condición | Ω_v |
|----------------------------|--|
| $h_{secc}/\ell_w > 1.5$ | El mayor entre M_p/M_n ⁽¹⁾ y 1.5 ⁽²⁾ |
| $h_{secc}/\ell_w \leq 1.5$ | 1.0 |

⁽¹⁾ Para las combinaciones de carga que produzcan el mayor valor de Ω_v .
⁽²⁾ A menos que un análisis más detallado demuestre un valor menor, pero no menor que 1.0.

Factor de amplificación dinámica (W_v) ACI 318 19 18.10.3.1.3

| | | |
|-------|------|-------------------------|
| n_s | 12 | - |
| W_v | 1.70 | - ACI318-19 18.10.3.1.3 |

18.10.3.1.3 Para muros con $h_{secc}/\ell_w < 2.0$, ω_v debe tomarse como 1.0. En los otros casos debe calcularse como:

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

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

Donde n_s no debe tomarse menor que la cantidad $0.007h_{secc}$.

Fuerza cortante de diseño (Ve)

| | |
|--|------|
| Factor de reducción de resistencia a corte | 0.75 |
| $\Omega_r * W_v$ | 3.37 |
| V_e | 148 |

- ACI318-19 21.2.1
No cumple, reducir a 3.
 T ACI318-19 18.3.1

18.10.3.1 La fuerza cortante de diseño V_e se debe calcular por medio de:
 $V_e = \Omega_r \omega_v V_u \leq 3W_c$ (18.10.3.1)

18.10.4 Para segmentos horizontales de muro, incluyendo el efecto de V_e , no debe tomarse mayor que $0.83\sqrt{f'_c} A_w$ donde A_w es el área de la sección de concreto del segmento horizontal de muro o viga de apoyo.

| | | |
|----------------------------------|-----|----|
| Ancho mínimo del alma (bw) | 15 | cm |
| Ancho del alma constructivo (bw) | 25 | cm |
| ϕV_n | 249 | T |

$V_e \leq \phi V_n$ $V_e \leq \phi(V_c + V_s)$ $V_s \leq 4V_c$ $V_e \leq \phi V_n \leq \phi * 5 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$
 Se asume "d" como bw y se despeja bw
 Se verifica que el ancho asumido sea igual al ancho calculado

18.10.4.1 Para todos los segmentos verticales de muro que comparten una fuerza lateral común, V_n no debe tomarse mayor que $0.83\sqrt{f'_c} A_w$. Para cada uno de los segmentos verticales de muro individuales, V_n no debe tomarse mayor que $0.83\sqrt{f'_c} A_w$ donde A_w es el área de la sección de concreto del segmento vertical de muro individual bajo consideración.

OK

18.10.4.1 V_n debe calcularse por medio de:
 $V_n = (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) A_{cv}$ (18.10.4.1)

$V_n = A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$
 $\alpha_c = 0.80$ para $\frac{h_w}{l_w} \leq 1.5$
 $\alpha_c = 0.53$ para $\frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$

| | | |
|-------------------------------------|--------|-------------------------------------|
| hw/lw | 12.00 | |
| Cuantía para acero transversal (ps) | 0.0042 | |
| Espaciamento (s) | 20 | cm |
| Acero a corte (Av) | 2.08 | cm ² /cm ² |
| Acero colocado | 2 | ϕ 12 @ 20 cm |
| Acero colocado | 0.005 | cm ² /cm ² OK |

- ACI318-19 18.10.4.1

1.5 DISEÑO DE CABEZALES ESPECIALES

| | | |
|----------------------------|-----|--------------------|
| σ_{max} (formula 1) | 170 | kg/cm ² |
| σ_{max} (formula 2) | 214 | kg/cm ² |
| $0.2 f_c$ | 56 | kg/cm ² |

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

$\sigma_{max} = \frac{P_u}{A} \pm \frac{6 M_u}{b * (l_w)^2}$

ACI318-19 18.10.6.3

18.10.6.3 Los muros estructurales que no se diseñen de acuerdo con 18.10.6.2 deben usar elementos especiales de borde en los bordes y alrededor de las aberturas de los muros estructurales cuando el esfuerzo de compresión mínimo de la fibra externa, 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 discontinuos 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 efectiva como se define en 18.10.5.2.

Requiere Cabezales

1.6 PROPIEDADES DE LOS CABEZALES

a) Longitud $> (c - 0.1bw, c/2)$

ACI 18.10.6.4

| | | |
|--|----|----|
| C max | 85 | cm |
| $C - 0.1 * l_w$ | 55 | cm |
| C/2 | 43 | cm |
| Longitud a confinar (longitud de cabezal especial) | 55 | cm |

En muros con $hw/lw < 2$, no se requiere esta condición debido a que no se agota a flexión

b) Ancho mínimo en lo largo

ACI 18.10.6.4

$h/16$ 19 cm $b \geq \frac{h}{16}$

OK

c) Ancho mínimo (Para muros largos)

ACI 18.10.6.4

OK $b \geq 30$ cm

(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

1.7. REFUERZO TRANSVERSAL EN EL CABEZAL

En la columna

| | | |
|-------------------------|------|------|
| Cabezal | 1 | 2 |
| Espaciamento (s) | 10 | 10 |
| Espaciamento (s) | 10 | 10 |
| h'' | 32 | 32 |
| Área de la sección (Ag) | 1600 | 1600 |
| Área confinada (Ac) | 1024 | 1024 |
| Ash ₁ | 3.6 | 3.6 |
| Ash ₂ | 1.9 | 1.9 |
| Av | 3.6 | 3.6 |

$s \leq (\frac{b}{3}, \frac{h}{3}, 6\phi, 10)$

Ramas cortas

Tabla 18.7.5.4 - Refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales resistentes a momento

| Refuerzo transversal | Condición | Espesores aplicados |
|----------------------------------|----------------------|--|
| ω_v (a) | $f_c \leq 0.15 f'_c$ | Máx de $(\frac{h}{3}, \frac{h}{3}, \frac{h}{3})$ |
| para columnas con área confinada | $f_c \leq 0.15 f'_c$ | $0.15 \frac{h}{3}$ |
| para columnas con área confinada | $f_c > 0.15 f'_c$ | $0.20 \frac{h}{3}$ |
| ρ_t por espesores críticos | $f_c \leq 0.15 f'_c$ | $0.05 \frac{h}{3}$ |
| para columnas con área confinada | $f_c > 0.15 f'_c$ | $0.07 \frac{h}{3}$ |

ACI318-19 18.7.5.4

ACI318-19 18.7.5.4

| | | | | | | |
|------------|----------------------------|------|-----------------|----|---|---------|
| Cabezal #1 | Acero transversal colocado | 4 | ϕ | 12 | @ | 10.0 cm |
| | Acero colocado | 4.52 | cm ² | OK | | |

$Ash_1 = 0.3 * \frac{s * h'' * f'_c}{fy} * (\frac{Ag}{Ac} - 1)$

| | | | | | | |
|------------|----------------------------|------|-----------------|----|---|---------|
| Cabezal #2 | Acero transversal colocado | 4 | ϕ | 12 | @ | 10.0 cm |
| | Acero colocado | 4.52 | cm ² | OK | | |

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

Ramas largas

| | | | | |
|------------------------------|------|------|-----------------|--------------------|
| h'' | 32 | 32 | cm | |
| Área de la sección (A_g) | 1600 | 1600 | cm ² | |
| Área confinada (A_c) | 1024 | 1024 | cm ² | |
| A_{sh_1} | 3.6 | 3.6 | cm ² | ACI318-19 18.7.5.4 |
| A_{sh_2} | 1.9 | 1.9 | cm ² | ACI318-19 18.7.5.4 |
| A_v | 3.6 | 3.6 | cm ² | |

| | | | | | | |
|------------|----------------------------|------|-----------------|----|---|---------|
| Cabezal #1 | Acero transversal colocado | 4 | ϕ | 12 | @ | 10.0 cm |
| | Acero colocado | 4.52 | cm ² | OK | | |

| | | | | | | |
|------------|----------------------------|------|-----------------|----|---|---------|
| Cabezal #2 | Acero transversal colocado | 4 | ϕ | 12 | @ | 10.0 cm |
| | Acero colocado | 4.52 | cm ² | OK | | |

$$s \leq (12, 6\phi)$$

1.8. ESPACIAMIENTO VERTICAL

En la columna

Ramas cortas

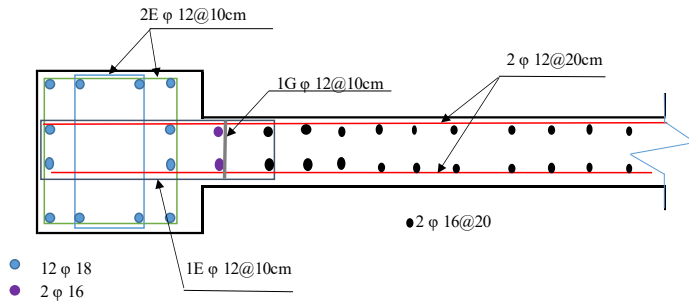
| | | | | | |
|---------------------------------------|---------|-----|-----|----|---|
| | Cabezal | 1 | 2 | | |
| Espaciamiento vertical real (h_x) | | 8.7 | 8.7 | cm | $h_x \leq (35 \text{ cm}, \frac{2}{3} b)$ |
| Condición (35 cm, 2/3 b) | | OK | OK | - | |

Ramas largas

| | | | | |
|---------------------------------------|---------|-----|-----|----|
| | Cabezal | 1 | 2 | |
| Espaciamiento vertical real (h_x) | | 8.7 | 8.7 | cm |
| Condición (35 cm, 2/3 b) | | OK | OK | - |

h_x = espaciamento máximo, medido centro a centro, entre barras longitudinales soportadas lateralmente por esquinas de ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento alrededor del perímetro de una columna o elemento de borde de un muro, mm

ARMADO- VISTA EN PLANTA



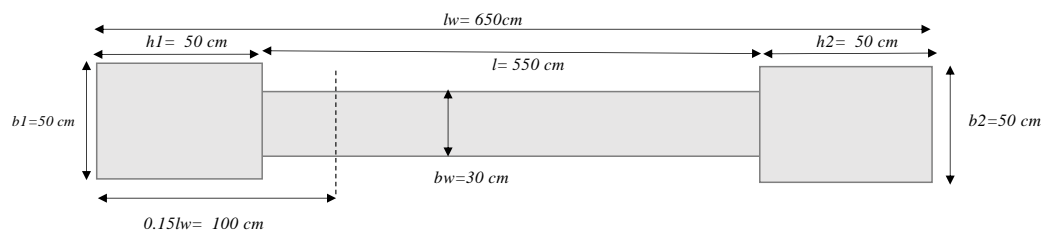
Finalmente, para la Edificación Tipo 3 se tiene:

MUROS EN CANTILEVER - DISEÑO BASADO EN FUERZAS

G. Chuquin Leal

DISEÑO DE MUROS- EDIFICACIÓN TIPO 3

| | | |
|---|------|-------------------------------|
| 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 ACI318-19 Tabla 20.5.1.3.1 |
| Número de pisos | 18 | - |
| Altura total H | 54 | m |
| longitud horizontal (l_w) | 6,5 | m |
| Espesor del alma (b_w) | 0,3 | m |
| Ancho cabezal 1 (b_1) | 50 | cm |
| Alto cabezal 1 (h_1) | 50 | cm |
| Ancho cabezal 2 (b_2) | 50 | cm |
| Alto cabezal 2 (h_2) | 50 | cm |



Cálculo de Inercia I

| | B | H | Área | D | D ² | A*D ² | I _o | I _o +AD ² |
|----|------|------|------|------|----------------|------------------|----------------|---------------------------------|
| A1 | 0.50 | 0.50 | 0.25 | 3.00 | 9.00 | 2.25 | 0.01 | 2.26 |
| A2 | 0.30 | 5.50 | 1.65 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 4.16 | 4.16 |
| A3 | 0.50 | 0.50 | 0.25 | 3.00 | 9.00 | 2.25 | 0.01 | 2.26 |

| | | |
|---------------|------|----------------|
| Σ Área | 2.15 | m ² |
| Inercia | 8.67 | m ⁴ |
| Y | 3.25 | m |

1.2 ACERO MÍNIMO

En 0.15 l_w

| | | |
|-----------------------------------|--------|---------------------------|
| h_w/l_w | 8.31 | OK |
| 0.15 l _w | 1.0 | m |
| Cuantía mínima (flexo compresión) | 0.637% | % ACI318-19 18.10.2.4 (a) |
| As min | 25.5 | cm ² |
| As min | 25.5 | cm ² |

$$\rho_{min} = 1.6 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$$

| | | | |
|---------------------------|-------|-----------------|----|
| Acero colocado en cabezal | 12 | φ | 20 |
| Acero colocado en alma | 2 | φ | 18 |
| Acero colocado | 42.79 | cm ² | OK |

En el alma

| | | | |
|---------------------------|--------|----------------------------------|---------------------|
| Cuantía mínima | 0.0025 | - | ACI318-19 18.10.2.1 |
| Acero colocado en cabezal | 2 | φ | 18 @ 40 cm |
| Acero colocado | 0.0042 | cm ² /cm ² | OK |

1.3 FLEXOCOMPRESIÓN

Factor de reducción de resistencia a flexión **0.9**

Solicitaciones

| | P [T] | M [Tm] | V [T] |
|---|-------|--------|-------|
| D | 893 | 0 | 0 |
| L | 176 | 0 | 0 |
| S | 0 | 3387 | 125 |

| Combinaciones | P [T] | M [Tm] | V [T] | σ Max | σ Min |
|---------------|-------|--------|-------|----------------|--------------|
| 1.4D | 1250 | 0 | 0 | 581 | 581 |
| 1.2D+1.6L | 1354 | 0 | 0 | 630 | 630 |
| 1.2D+L+S | 1248 | 3387 | 125 | 1850 | -689 |
| 1.2D+L-S | 1248 | 3387 | 125 | 1850 | -689 |
| 0.9D+S | 804 | 3387 | 125 | 1643 | -896 |
| 0.9D-S | 804 | 3387 | 125 | 1643 | -896 |
| | | | | σ_{MAX} | 1850 |
| | | | | σ_{MIN} | -896 |

218

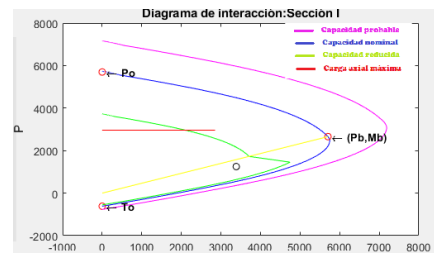
$$\sigma_{max} = \frac{P_u}{A} \pm \frac{M_u * y}{I}$$

Combinación 1: 1.2D+L-S

| | | |
|-------------------------------|------|----|
| P_u | 1248 | T |
| M_u | 3387 | Tm |
| Profundidad al eje Neutro (c) | 209 | cm |
| ϕP_n | 1248 | T |
| ϕM_n | 4492 | Tm |
| Mn | 4991 | Tm |
| Mpr | 5740 | Tm |

Obtener del diagrama de interacción ϕP_n mas cercano a P_u

Obtener del diagrama de interacción

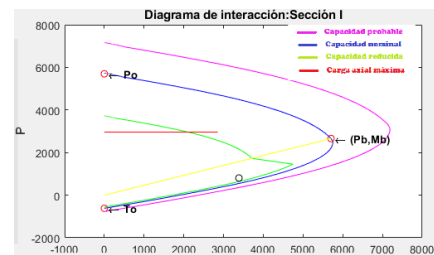


Combinación 2: 0.9D-S

| | | |
|-------------------------------|------|----|
| P_u | 804 | T |
| M_u | 3387 | Tm |
| Profundidad al eje Neutro (c) | 139 | cm |
| ϕP_n | 801 | T |
| ϕM_n | 3734 | Tm |
| Mn | 4149 | Tm |
| Mpr | 4772 | Tm |

Obtener del diagrama de interacción ϕP_n mas cercano a P_u

Obtener del diagrama de interacción



OK, la sección cumple.

1.4 DISEÑO A CORTE

| | | |
|----------------------------------|-----|---|
| Vu de la Combinación 1: 1.2D+L-S | 125 | T |
| Vu de la Combinación 2: 0.9D-S | 125 | T |

Factor de sobrerresistencia (Ω_v) ACI 318 19 18.10.3.1.2

| | | |
|----------------------------|------|-------------------------|
| Ω_v (Combinación 1) | 1.69 | - |
| Ω_v (Combinación 2) | 1.50 | - ACI318-19 18.10.3.1.2 |

Gobierna C 1

Factor de amplificación dinámica (W_v) ACI 318 19 18.10.3.1.3

| | | |
|-------|------|-------------------------|
| ns | 18 | - |
| W_v | 1.80 | - ACI318-19 18.10.3.1.3 |

| 18.10.3.1.2 Ω_v debe cumplir con la Tabla 18.10.3.1.2 | | |
|---|----------------|--------------------------|
| Tabla 18.10.3.1.2 — Factor de sobrerresistencia Ω_v en la sección crítica | | |
| Condición | Ω_v | |
| $h_{mcs}/l_w > 1.5$ | El mayor entre | M_p/M_n ⁽¹⁾ |
| $h_{mcs}/l_w \leq 1.5$ | | 1.5 ⁽²⁾ |
| ⁽¹⁾ Para las combinaciones de carga que produzcan el mayor valor de Ω_v . | | |
| ⁽²⁾ A menos que un análisis más detallado demuestre un valor menor, pero no menor que 1.0. | | |
| 18.10.3.1.3 Para muros con $h_{mcs}/l_w < 2.0$, ω_v debe tomarse como 1.0. En los otros casos debe calcularse como: | | |
| $\omega_v = 0.9 + \frac{n_x}{10} \quad n_x \leq 6 \quad (18.10.3.1.3)$ | | |
| $\omega_v = 1.3 + \frac{n_x}{30} \leq 1.8 \quad n_x > 6$ | | |
| Donde n_x no debe tomarse menor que la cantidad $0.007h_{mcs}$. | | |

Fuerza cortante de diseño (Ve)

| | | | |
|--|------|-------------------------|------------------|
| Factor de reducción de resistencia a corte | 0.75 | - | ACI318-19 21.2.1 |
| $\Omega_r * W_v$ | 3.05 | No cumple, reducir a 3. | |
| V_e | 375 | T | ACI318-19 18.3.1 |

18.10.3.1 La fuerza cortante de diseño V_e se debe calcular por medio de:
 $V_e = \Omega_r V_u \leq 3V_c$ (18.10.3.1)

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

| | | | |
|----------------------------------|-----|----|--|
| Ancho mínimo del alma (bw) | 17 | cm | $V_e \leq \phi V_n$ $V_e \leq \phi(V_c + V_s)$ $V_s \leq 4V_c$ |
| Ancho del alma constructivo (bw) | 30 | cm | Se asume "d" como bw y se despeja bw |
| ϕV_n | 649 | T | Se verifica que el ancho asumido sea igual al ancho calculado |

$$V_e \leq \phi V_n \leq \phi * 5 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * bw * d$$

18.10.4.4 Para todos los segmentos verticales de muro que comparten una fuerza lateral común, V_e no debe tomarse mayor que $0.86\sqrt{f'_c}A_w$. Para cada uno de los segmentos verticales de muro individuales, V_e no debe tomarse mayor que $0.83\sqrt{f'_c}A_w$, donde A_w es el área de la sección de concreto del segmento vertical de muro individual bajo consideración.

OK

18.10.4.1 V_n debe calcularse por medio de:

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

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

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

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

| | | | |
|-------------------------------------|--------|----------------------------------|---------------------|
| hw/lw | 8.31 | | |
| Cuantía para acero transversal (ps) | 0.0040 | - | ACI318-19 18.10.4.1 |
| Espaciamento (s) | 25 | cm | |
| Acero a corte (Av) | 2.99 | cm ² /cm ² | |
| Acero colocado | 2 | ϕ 14 @ 25 cm | |
| Acero colocado | 0.0041 | cm ² /cm ² | OK |

1.5 DISEÑO DE CABEZALES ESPECIALES

| | | | |
|----------------------------|-----|--------------------|--|
| σ_{max} (formula 1) | 185 | kg/cm ² | $\sigma_{max} = \frac{P_u}{A} \pm \frac{M_u * y}{I}$ |
| σ_{max} (formula 2) | 218 | kg/cm ² | |
| $0.2 f_c$ | 56 | kg/cm ² | |

ACI318-19 18.10.6.3

$$\sigma_{max} = \frac{P_u}{A} \pm \frac{6 M_u}{b * (l_w)^2}$$

18.10.6.3 Los muros estructurales que no se diseñan 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 mínima de la fibra extrema, correspondiente a las combinaciones de carga de diseño que incluyen efectos sísmicos E, sobrepasa $0.2 f_c$. Los elementos especiales de borde pueden ser discontinuos 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 efectiva como se define en 18.10.5.2.

Requiere Cabezales

1.6 PROPIEDADES DE LOS CABEZALES

a) Longitud $> (c - 0.1bw, c/2)$

ACI 18.10.6.4

| | | |
|--|-----|----|
| C max | 209 | cm |
| $C - 0.1 * l_w$ | 144 | cm |
| C/2 | 105 | cm |
| Longitud a confinar (longitud de cabezal especial) | 145 | cm |

En muros con $hw/lw < 2$, no se requiere esta condición debido a que no se agota a flexión

b) Ancho mínimo en lo largo

ACI 18.10.6.4

$$h/16 \geq \frac{h}{16}$$

OK

c) Ancho mínimo (Para muros largos)

ACI 18.10.6.4

OK

$$b \geq 30 \text{ cm}$$

(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

1.7. REFUERZO TRANSVERSAL EN EL CABEZAL

En la columna

| | | | |
|-------------------------|------|------|------------------------------------|
| Cabezal | 1 | 2 | |
| Espaciamento (s) | 10 | 10 | cm |
| Espaciamento (s) | 10 | 10 | |
| h'' | 42 | 42 | cm |
| Área de la sección (Ag) | 2500 | 2500 | cm ² |
| Área confinada (Ac) | 1764 | 1764 | cm ² |
| Ash ₁ | 3.50 | 3.50 | cm ² ACI318-19 18.7.5.4 |
| Ash ₂ | 2.52 | 2.52 | cm ² ACI318-19 18.7.5.4 |
| Av | 3.5 | 3.5 | cm ² |

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

Ramas cortas

Tabla 18.7.5.4 - Refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales resistentes a momento

| Refuerzo transversal | Condición | Espección aplicadas |
|------------------------|----------------------|-------------------------------|
| $s_u/16$ | $f_c \leq 0.15 f'_c$ | Máx de $(s_u/16)$ y $(s_u/8)$ |
| para columnas con alas | $f_c \leq 0.15 f'_c$ | $0.01 A_g$ |
| para columnas con alas | $f_c > 0.15 f'_c$ | $0.01 A_g$ |
| $s_u/16$ | $f_c \leq 0.15 f'_c$ | Máx de $(s_u/16)$ y $(s_u/8)$ |
| para columnas con alas | $f_c \leq 0.15 f'_c$ | $0.01 A_g$ |
| para columnas con alas | $f_c > 0.15 f'_c$ | $0.01 A_g$ |

$$Ash_1 = 0.3 * \frac{s * h'' * f'_c}{fy} * \left(\frac{Ag}{Ac} - 1 \right)$$

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

| | | | | | | |
|------------|----------------------------|------|-----------------|----|---|---------|
| Cabezal #1 | Acero transversal colocado | 4 | ϕ | 12 | @ | 10.0 cm |
| | Acero colocado | 4.52 | cm ² | | | OK |
| Cabezal #2 | Acero transversal colocado | 4 | ϕ | 12 | @ | 10.0 cm |
| | Acero colocado | 4.52 | cm ² | | | OK |

Ramas largas

| | | | | |
|------------------------------|------|------|-----------------|--------------------|
| h'' | 42 | 42 | cm | |
| Área de la sección (A_g) | 2500 | 2500 | cm ² | |
| Área confinada (A_c) | 1764 | 1764 | cm ² | |
| A_{sh1} | 3.5 | 3.5 | cm ² | ACI318-19 18.7.5.4 |
| A_{sh2} | 2.5 | 2.5 | cm ² | ACI318-19 18.7.5.4 |
| A_v | 3.5 | 3.5 | cm ² | |

| | | | | | | |
|------------|----------------------------|------|-----------------|----|---|---------|
| Cabezal #1 | Acero transversal colocado | 4 | ϕ | 12 | @ | 10.0 cm |
| | Acero colocado | 4.52 | cm ² | OK | | |
| Cabezal #2 | Acero transversal colocado | 4 | ϕ | 12 | @ | 10.0 cm |
| | Acero colocado | 4.52 | cm ² | OK | | |

En el alma

Espaciamento (s) 10 cm $s \leq (12, 6\phi)$

Ramas cortas

| | | |
|------------------------------|------|-----------------|
| h'' | 87 | cm |
| Área de la sección (A_g) | 2850 | cm ² |
| Área confinada (A_c) | 1914 | cm ² |
| A_{sh1} | 8.51 | cm ² |
| A_{sh2} | 5.22 | cm ² |
| A_v | 8.51 | cm ² |

ACI318-19 18.7.5.4

| | | | | | |
|----------------------------|------|-----------------|----|---|---------|
| Acero transversal colocado | 6 | ϕ | 14 | @ | 10.0 cm |
| Acero colocado | 9.24 | cm ² | OK | | |

Ramas largas

| | | |
|------------------------------|------|-----------------|
| h'' | 22 | cm |
| Área de la sección (A_g) | 2850 | cm ² |
| Área confinada (A_c) | 1914 | cm ² |
| A_{sh1} | 2.15 | cm ² |
| A_{sh2} | 1.32 | cm ² |
| A_v | 2.15 | cm ² |

ACI318-19 18.7.5.4

| | | | | | |
|----------------------------|------|-----------------|----|---|---------|
| Acero transversal colocado | 2 | ϕ | 12 | @ | 10.0 cm |
| Acero colocado | 2.26 | cm ² | OK | | |

1.8. ESPACIAMIENTO VERTICAL

En la columna

Ramas cortas

| | | | |
|--------------------------------------|-----------|----|----|
| Espaciamento vertical real (h_x) | Cabezal 1 | 12 | cm |
| | Cabezal 2 | 12 | cm |
| Condición ($35 \text{ cm}, 2/3 b$) | | OK | OK |

$$h_x \leq (35 \text{ cm}, \frac{2}{3} b)$$

Ramas largas

| | | | |
|--------------------------------------|-----------|----|----|
| Espaciamento vertical real (h_x) | Cabezal 1 | 12 | cm |
| | Cabezal 2 | 12 | cm |
| Condición ($35 \text{ cm}, 2/3 b$) | | OK | OK |

h_x = espaciamento máximo, medido centro a centro, entre barras longitudinales soportadas lateralmente por esquinas de ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento alrededor del perímetro de una columna o elemento de borde de un muro, mm

En el alma

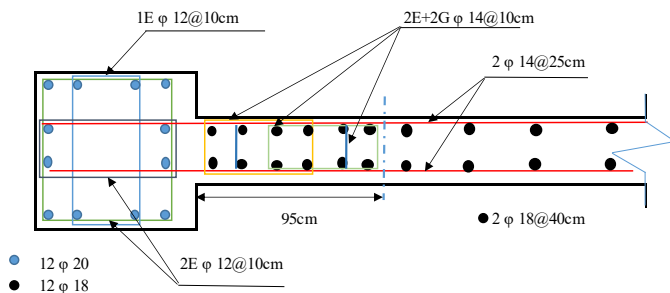
Ramas cortas

| | | | |
|--------------------------------------|------|----|---|
| Espaciamento vertical real (h_x) | 17.4 | cm | $h_x \leq (35 \text{ cm}, \frac{2}{3} b)$ |
| Condición ($35 \text{ cm}, 2/3 b$) | OK | - | |

Ramas largas

| | | | |
|--------------------------------------|------|----|--|
| Espaciamento vertical real (h_x) | 16.0 | cm | |
| Condición ($35 \text{ cm}, 2/3 b$) | OK | - | |

ARMADO- VISTA EN PLANTA



ANEXO IX

CONTROL DE DEFLEXIONES

De acuerdo con ACI318-19 24.2, los elementos sometidos a flexión deben ser diseñados para que posean una rigidez apropiada con el objetivo de restringir cualquier deflexión que pueda perjudicar desfavorablemente la resistencia o el comportamiento de la edificación.

La Tabla 24.2.2 de ACI318-19, especifica los límites de deflexión admisible, los cuales se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 5.1. Deflexión máxima admisible

| Miembro | Condición | | Deflexión considerada | Límite de deflexión |
|---------------------|---|---|---|---------------------|
| Techos planos | Que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes | | Deflexión inmediata debida a L_r , S y R | $l/180^{[1]}$ |
| Entrepisos | Deflexión inmediata debida a L | | $l/360$ | |
| Techos o entrepisos | Soporten o están ligados a elementos no estructurales | Susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes. | La parte de la deflexión total que ocurre después de que los elementos no estructurales se ligan (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional) ^[2] | $l/480^{[3]}$ |
| | | No susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes. | | $l/240^{[4]}$ |

Fuente: Tabla 24.2.2 (American Concrete Institute Committee 318, 2019).

Al analizar los elementos viga, estos soportan o están ligados a elementos no estructurales, además son susceptibles a padecer daños debido a grandes deflexiones, por consecuencia, el límite escogido para la deflexión admisible es $L/480$.

Por otro lado, la deflexión total del elemento se debe determinar considerando la deformación instantánea y a largo plazo, de esta manera, y en base a ACI318-19 24.2.4:

$$\delta_{Total} = \lambda_{\Delta} * \delta_D + \delta_L$$

El factor λ_{Δ} se calcula mediante:

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1 + 50 \rho'}$$

Donde,

δ_D : Deformación por carga muerta.

δ_L : Deformación por carga viva.

ρ' : Representa la relación entre el acero de refuerzo a compresión y $b * d$.

ξ : Factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas, el cual para una duración de 60 o más meses, posee un valor de 2.

Debido a que no se tiene refuerzo a compresión, el factor ρ' adquiere un valor de cero, de esta manera:

$$\lambda_{\Delta} = \frac{2}{1 + 50 * 0} = 2$$

$$\delta_{adm} = \frac{L}{480}$$

$$\delta_{Total} = 2 * \delta_D + \delta_L \leq \delta_{adm}$$

Ecuación 5.11. Deformación total calculada.

ANEXO X

DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN DE COLUMNAS

Para las columnas de la Edificación 1, se tiene:

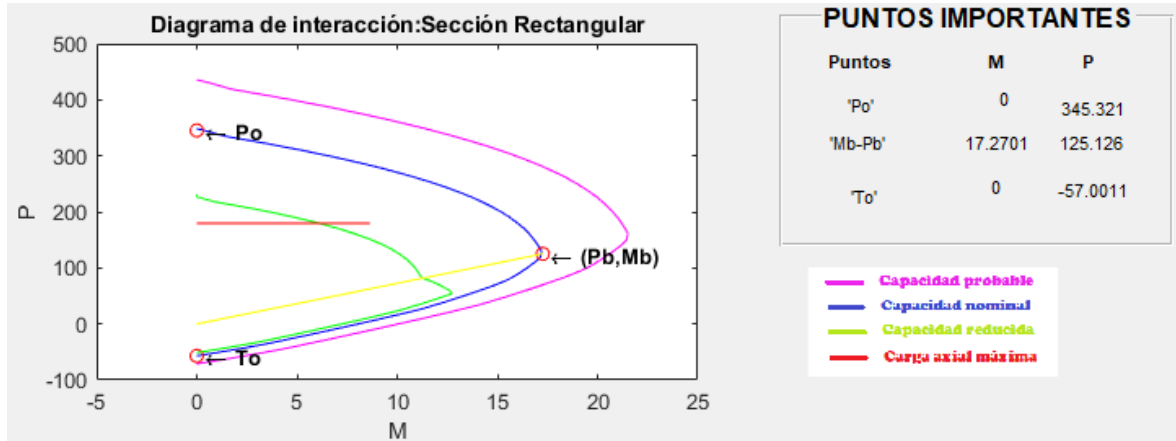


Figura 5.16. Diagrama de interacción sección 35x35cm (12φ12mm).

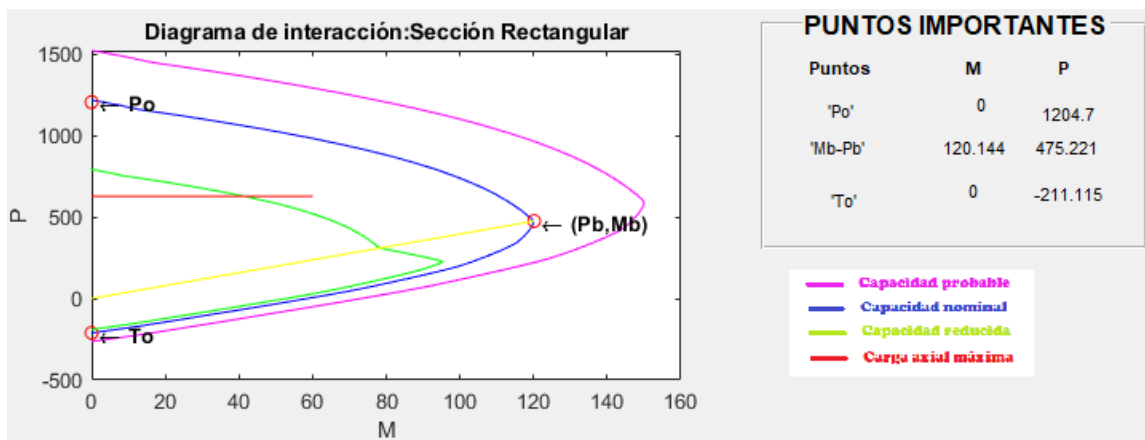


Figura 5.17. Diagrama de interacción sección 65x65cm (16φ20mm).

Para las columnas de la Edificación 2:

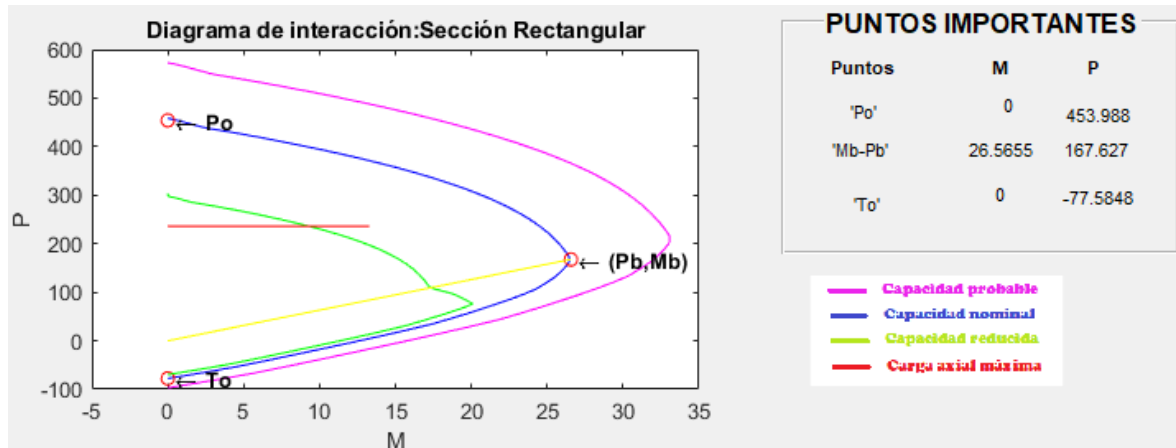


Figura 5.18. Diagrama de interacción sección 40x40cm (12φ14mm).

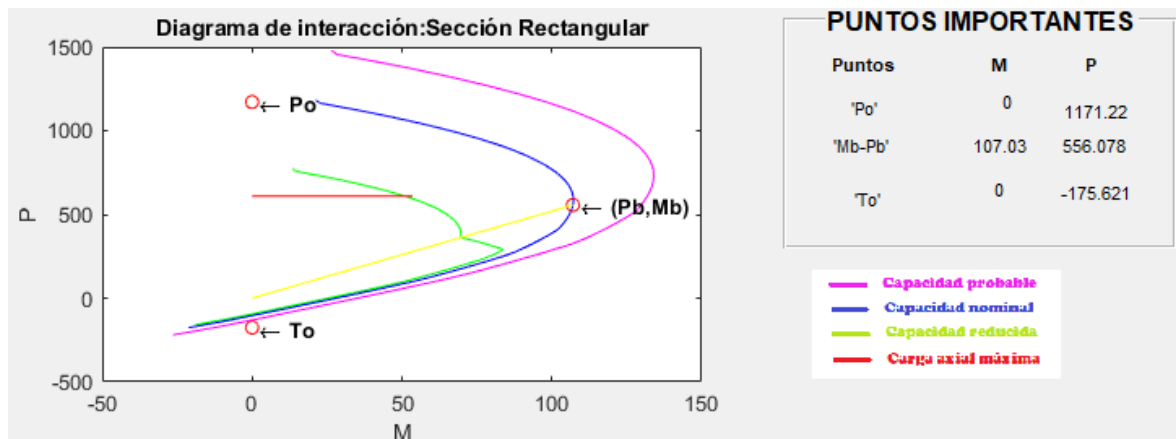


Figura 5.19. Diagrama de interacción sección 65x65cm (16φ22mm).

Para la Edificación 3:

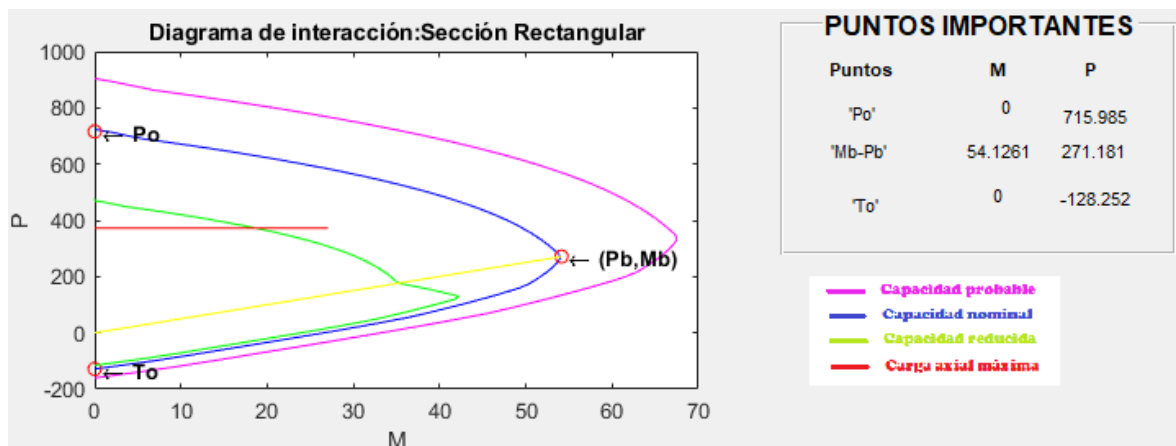


Figura 5.20. Diagrama de interacción sección 50x50cm (12φ18mm).

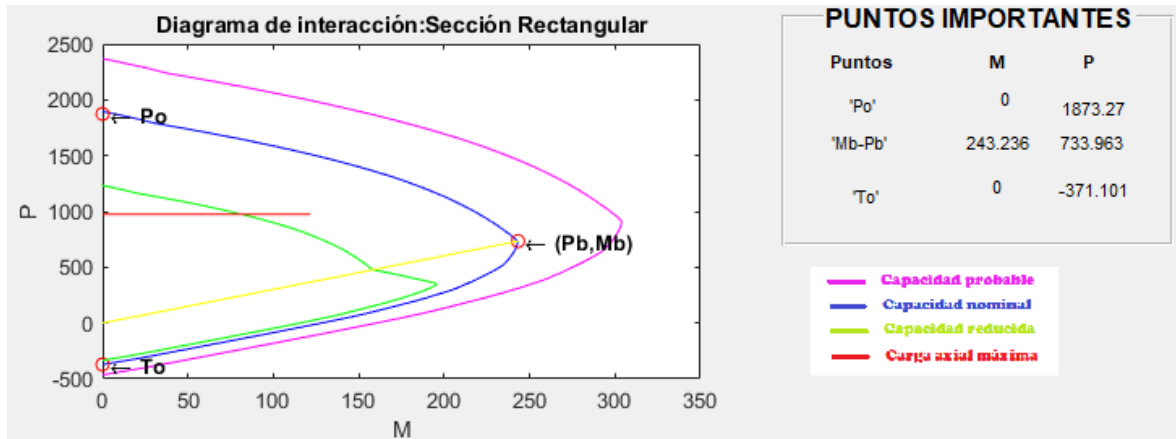


Figura 5.21. Diagrama de interacción sección 80x80cm (18 ϕ 25mm).

ANEXO XI

PERFILES DE DESPLAZAMIENTO MEDIANTE EL MODELO DE PRIESTLEY

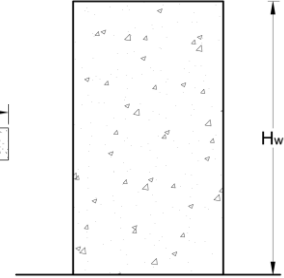
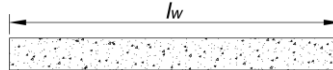
Para el muro de la edificación de 6 niveles, se tiene:

MUROS EN CANTILEVER - PERFIL DE DESPLAZAMIENTO MEDIANTE ROTULA PLASTICA DE PRIESTLEY

EDIFICACIÓN 1 (6 NIVELES)

DATOS

| | | |
|--|--------|---|
| Deformación de fluencia del acero (ϵ_y) | 0.0022 | |
| Longitud del muro (L_w) | 3 | m |
| Altura entrepiso | 3 | m |
| Numero de pisos | 6 | |
| Altura del muro (H_w) | 18 | m |



Datos perfil del suelo (NEC-15)

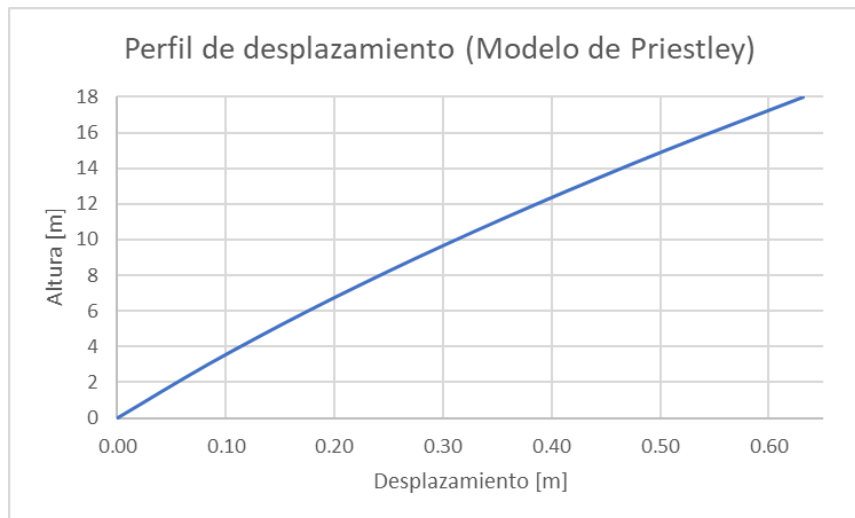
| | | |
|----|------|---|
| Z | 0.4 | g |
| Fa | 1 | - |
| Fd | 1 | - |
| Fs | 0.75 | - |
| n | 2.48 | - |

MODELO ROTULA PLASTICA DE PRIESTLEY

| | | |
|---|--------|---|
| Diámetro de acero de refuerzo longitudinal (d_{BL}) | 0.018 | m |
| Esfuerzo de fluencia del acero (F_y) | 420 | MPa |
| Esfuerzo último del acero (F_u) | 525 | MPa |
| Esfuerzo de fluencia esperado del acero (F_{ye}) | 462 | MPa |
| Longitud de deformación por penetración (L_{sp}) | 0.183 | m |
| Constante que depende de las propiedades del acero para deformación por penetración (k) | 0.05 | |
| Altura efectiva asumida (H_e) | 13.5 | m |
| Longitud de rótula plástica (L_p) | 1.16 | $L_p = k * H_e + 0.1 * l_w + L_{sp}$ (Ec.6.7) |
| Curvatura de fluencia (ϕ_y) | 0.0015 | |
| Curvatura control de daño (ϕ_{DC}) | 0.0240 | |

Perfil de desplazamiento

| Piso | Altura (m) | Δy (m) | Δp (m) | Δt (m) | Deriva (%) |
|------|------------|----------------|----------------|----------------|------------|
| 6 | 18 | 0.1616 | 0.4697 | 0.6313 | 4.24% |
| 5 | 15 | 0.1127 | 0.3914 | 0.5041 | 3.95% |
| 4 | 12 | 0.0726 | 0.3131 | 0.3857 | 3.65% |
| 3 | 9 | 0.0412 | 0.2348 | 0.2761 | 3.36% |
| 2 | 6 | 0.0187 | 0.1566 | 0.1752 | 3.07% |
| 1 | 3 | 0.0050 | 0.0783 | 0.0832 | 2.77% |
| 0 | 0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0% |



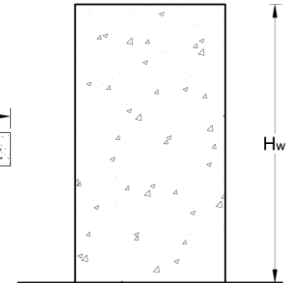
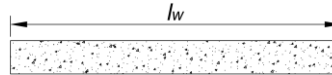
Para la edificación de 12 niveles:

MUROS EN CANTILEVER - PERFIL DE DESPLAZAMIENTO MEDIANTE ROTULA PLASTICA DE PRIESTLEY

EDIFICACIÓN 2 (12 NIVELES)

DATOS

| | | |
|--|--------|---|
| Deformación de fluencia del acero (ϵ_y) | 0.0022 | |
| Longitud del muro (L_w) | 4 | m |
| Altura entrepiso | 3 | m |
| Numero de pisos | 12 | |
| Altura del muro (H_w) | 36 | m |



Datos perfil del suelo (NEC-15)

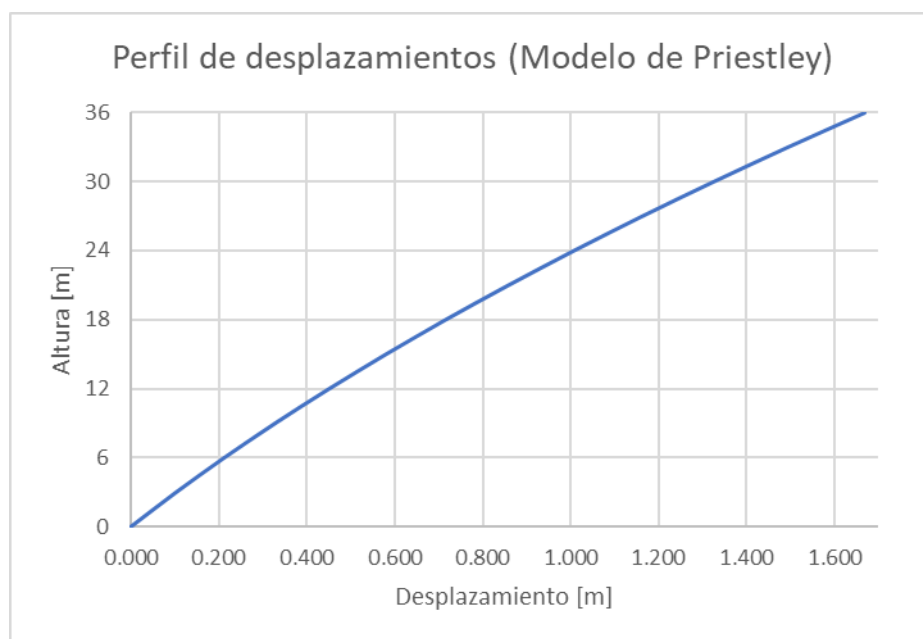
| | | |
|----|------|---|
| Z | 0.4 | g |
| Fa | - | - |
| Fd | 1 | - |
| Fs | 0.75 | - |
| n | 2.48 | - |

MODELO ROTULA PLASTICA DE PRIESTLEY

| | | |
|---|--------|--|
| Diámetro de acero de refuerzo longitudinal (d_{BL}) | 0.02 | m |
| Esfuerzo de fluencia del acero (F_y) | 420 | MPa |
| Esfuerzo último del acero (F_u) | 525 | MPa |
| Esfuerzo de fluencia esperado del acero (F_{ye}) | 462 | MPa |
| Longitud de deformación por penetración (L_{sp}) | 0.203 | m |
| Constante que depende de las propiedades del acero para deformación por penetración (k) | 0.05 | |
| Altura efectiva asumida (H_e) | 27 | m |
| Longitud de rótula plástica (L_p) | 1.95 | $L_p = k * H_e + 0.1 * l_w + L_{sp}$ (Ec. 6.7) |
| Curvatura de fluencia (ϕ_y) | 0.0011 | |
| Curvatura control de daño (ϕ_{DC}) | 0.0180 | |

Perfil de desplazamiento

| Piso | Altura (m) | Δy (m) | Δp (m) | Δt (m) | Deriva (%) |
|------|------------|----------------|----------------|----------------|------------|
| 12 | 36 | 0.481 | 1.188 | 1.669 | 5.85% |
| 11 | 33 | 0.404 | 1.089 | 1.494 | 5.63% |
| 10 | 30 | 0.334 | 0.990 | 1.325 | 5.41% |
| 9 | 27 | 0.271 | 0.891 | 1.163 | 5.19% |
| 8 | 24 | 0.215 | 0.792 | 1.007 | 4.97% |
| 7 | 21 | 0.165 | 0.693 | 0.858 | 4.75% |
| 6 | 18 | 0.121 | 0.594 | 0.716 | 4.53% |
| 5 | 15 | 0.085 | 0.495 | 0.580 | 4.31% |
| 4 | 12 | 0.055 | 0.396 | 0.451 | 4.09% |
| 3 | 9 | 0.031 | 0.297 | 0.328 | 3.87% |
| 2 | 6 | 0.014 | 0.198 | 0.212 | 3.65% |
| 1 | 3 | 0.004 | 0.099 | 0.103 | 3.43% |
| 0 | 0 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0% |



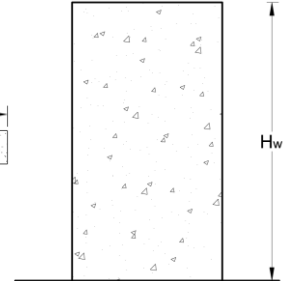
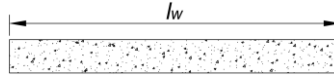
Finalmente, para el muro perteneciente a la edificación de 18 niveles:

MUROS EN CANTILEVER - PERFIL DE DESPLAZAMIENTO MEDIANTE ROTULA PLASTICA DE PRIESTLEY

EDIFICACIÓN 3 (18 NIVELES)

DATOS

| | | |
|--|--------|---|
| Deformación de fluencia del acero (ϵ_y) | 0.0022 | |
| Longitud del muro (L_w) | 6 | m |
| Altura entrepiso | 3 | m |
| Numero de pisos | 18 | |
| Altura del muro (H_w) | 54 | m |



Datos perfil del suelo (NEC-15)

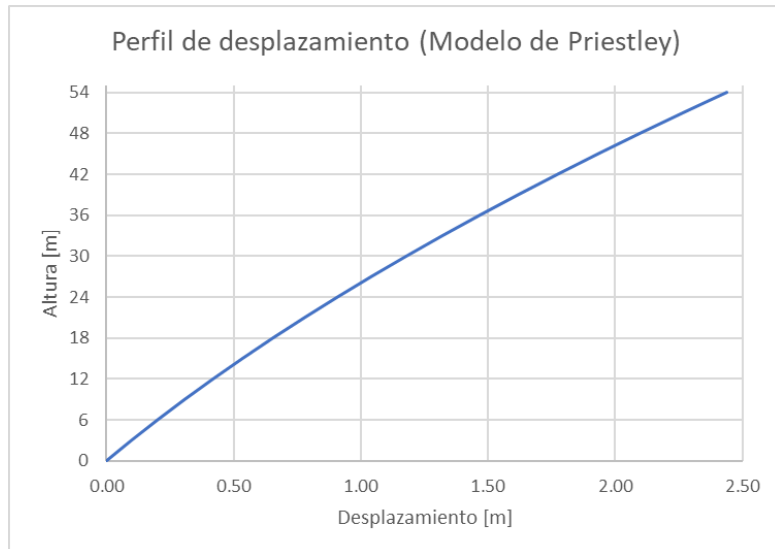
| | | |
|----|------|---|
| Z | 0.4 | g |
| Fa | 1 | - |
| Fd | 1 | - |
| Fs | 0.75 | - |
| n | 2.48 | - |

MODELO ROTULA PLASTICA DE PRIESTLEY

| | | |
|---|--------|--|
| Diámetro de acero de refuerzo longitudinal (d_{BL}) | 0.02 | m |
| Esfuerzo de fluencia del acero (F_y) | 420 | MPa |
| Esfuerzo último del acero (F_u) | 525 | MPa |
| Esfuerzo de fluencia esperado del acero (F_{ye}) | 462 | MPa |
| Longitud de deformación por penetración (L_{sp}) | 0.203 | m |
| Constante que depende de las propiedades del acero para deformación por penetración (k) | 0.05 | |
| Altura efectiva asumida (H_e) | 40.5 | m |
| Longitud de rótula plástica (L_p) | 2.83 | $L_p = k * H_e + 0.1 * l_w + L_{sp}$ (Ec. 6.7) |
| Curvatura de fluencia (ϕ_p) | 0.0007 | |
| Curvatura control de daño (ϕ_{DC}) | 0.0120 | |

Perfil de desplazamiento

| Piso | Altura (m) | Δy (m) | Δp (m) | Δt (m) | Deriva (%) |
|------|------------|----------------|----------------|----------------|------------|
| 18 | 54 | 0.72 | 1.72 | 2.44 | 5.76% |
| 17 | 51 | 0.64 | 1.63 | 2.27 | 5.62% |
| 16 | 48 | 0.57 | 1.53 | 2.10 | 5.47% |
| 15 | 45 | 0.50 | 1.43 | 1.93 | 5.32% |
| 14 | 42 | 0.44 | 1.34 | 1.77 | 5.18% |
| 13 | 39 | 0.38 | 1.24 | 1.62 | 5.03% |
| 12 | 36 | 0.32 | 1.15 | 1.47 | 4.88% |
| 11 | 33 | 0.27 | 1.05 | 1.32 | 4.74% |
| 10 | 30 | 0.22 | 0.96 | 1.18 | 4.59% |
| 9 | 27 | 0.18 | 0.86 | 1.04 | 4.44% |
| 8 | 24 | 0.14 | 0.76 | 0.91 | 4.30% |
| 7 | 21 | 0.11 | 0.67 | 0.78 | 4.15% |
| 6 | 18 | 0.08 | 0.57 | 0.65 | 4.00% |
| 5 | 15 | 0.06 | 0.48 | 0.53 | 3.86% |
| 4 | 12 | 0.04 | 0.38 | 0.42 | 3.71% |
| 3 | 9 | 0.02 | 0.29 | 0.31 | 3.56% |
| 2 | 6 | 0.01 | 0.19 | 0.20 | 3.42% |
| 1 | 3 | 0.00 | 0.10 | 0.10 | 3.27% |
| 0 | 0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00% |



ANEXO XII

PERFILES DE DESPLAZAMIENTO MEDIANTE EL LÍMITE ESTABLECIDO DE DERIVA Y APLICACIÓN DEL DBBD

- Edificación 1: 6 Niveles

MUROS EN CANTILEVER - DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS

EDIFICACIÓN 1 (6 NIVELES)

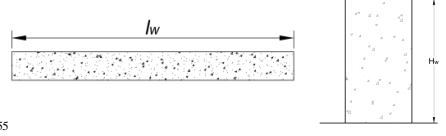
G. Chuquín Leal

DATOS

Deformación de fluencia del acero (ϵ_y)
 Longitud del muro (L_w)
 Altura entrepiso
 Numero de pisos
 Altura del muro (H_w)
 Numero de muros en la dirección de estudio (n_w)
 Peso de la estructura (W_p)
 Masa por piso (m_i)
 Deriva objetivo (θ)

| | |
|--------|-------------------------------------|
| 0.0022 | |
| 3 | m |
| 3 | m |
| 6 | |
| 18 | m |
| 4 | |
| 2043.4 | T |
| 34716 | [Kg ² s ² /m] |
| 0.02 | |

208297.655



PERFIL DE DESPLAZAMIENTO

| Nivel | Altura (m) | Δ_e (m) | Δ_p (m) | Δ_t (m) | Deriva (%) | $m_i^2 \Delta_t$ | $m_i^2 \Delta_t^2$ | $m_i^2 \Delta_t^3 h_i$ |
|-------|------------|----------------|----------------|----------------|------------|------------------|--------------------|------------------------|
| 6 | 18 | 0.1584 | 0.1224 | 0.2808 | 1.99% | 9748.33028 | 2737 | 175469.945 |
| 5 | 15 | 0.1192 | 0.1020 | 0.2212 | 1.91% | 7678.08302 | 1698 | 115171.245 |
| 4 | 12 | 0.0821 | 0.0816 | 0.1637 | 1.77% | 5684.21158 | 931 | 68210.5389 |
| 3 | 9 | 0.0495 | 0.0612 | 0.1107 | 1.55% | 3843.09174 | 425 | 34587.8257 |
| 2 | 6 | 0.0235 | 0.0408 | 0.0643 | 1.25% | 2231.09953 | 143 | 13386.596 |
| 1 | 3 | 0.0062 | 0.0204 | 0.0266 | 0.89% | 924.610148 | 25 | 2773.83045 |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Sum | | | | | | 30109.4 | 5959.6 | 409600.0 |

SISTEMA EQUIVALENTE DE 1 GRADO DE LIBERTAD

| | | |
|---|--------|-----------------------------------|
| Desplazamiento objetivo del sistema (Δ_{sys}) | 0.198 | m |
| Altura efectiva calculada ($h_{z,calc}$) | 13.60 | m |
| Curvatura de fluencia (ϵ_y) | 0.0015 | 1/m |
| Desplazamiento de fluencia del sistema ($\Delta_{y,sys}$) | 0.1015 | m |
| Masa efectiva del sistema ($m_{z,sys}$) | 152120 | Kg ² s ² /m |
| Ductilidad de desplazamiento del sistema (μ_{sys}) | 1.9 | |
| Amortiguamiento equivalente (ζ_{eq}) | 11.9% | |

ESPECTRO DE DESPLAZAMIENTO (DESPLAZAMIENTO DE LA ESQUINA AL 5% DE AMORTIGUAMIENTO)

Datos perfil del suelo tipo B (NEC-15)

| | | |
|-----------------|-------|-----|
| Z | 0.4 | [g] |
| Fa | 1 | |
| Fd | 1 | |
| Fs | 0.75 | |
| n | 2.48 | |
| r | 1 | |
| To | 0.075 | [s] |
| Tc | 0.413 | [s] |
| Tl | 2.4 | [s] |
| Sa | 0.171 | [g] |
| $\Delta_c, 5\%$ | 0.244 | [m] |

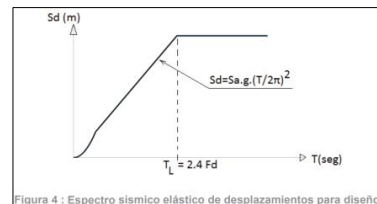
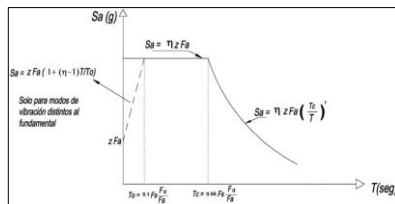


Figura 4 : Espectro sísmico elástico de desplazamientos para diseño

ESCALAMIENTO DEL DESPLAZAMIENTO DE LA ESQUINA

| | | |
|--|-------|-------------|
| Factor de escala por amortiguamiento (DSF) | 0.71 | DSF < 1, OK |
| Desplazamiento en la esquina para ζ_{eq} (Δ'_c) | 0.173 | [m] |

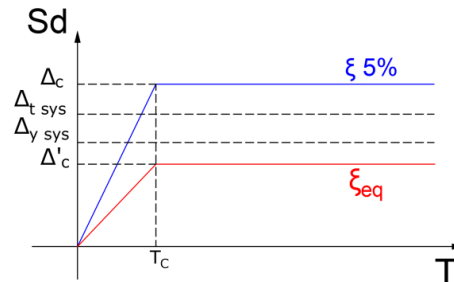
DISEÑO OBJETIVO EXCEDE DEMANDA ESPECTRAL ESCALADA

CASO ESPECIAL DE DISEÑO

| | |
|--|--------|
| CASO B: Desplazamiento de fluencia menor a $\Delta_c, 5\%$ | Caso B |
|--|--------|

CASO B

| | | |
|--|---------|-----|
| Desplazamiento de la esquina al 5% ($\Delta_c, 5\%$) | 0.244 | m |
| Respuesta de desplazamiento final (Δ_{df}) | 0.17844 | m |
| Desplazamiento de fluencia (Δ_y) | 0.10 | m |
| Ductilidad de desplazamiento (μ_{sys}) | 1.76 | |
| Amortiguamiento equivalente (ζ_{eq}) | 11.09 | % |
| Desplazamiento de la esquina para ζ_{eq} (Δ'_c, ζ_{eq}) | 0.17844 | m |
| Periodo efectivo (T_{ef}) | 2.3999 | [s] |



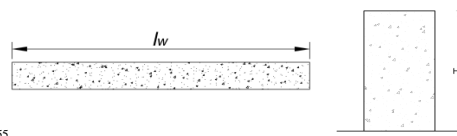
Para esta edificación se tuvo el caso especial de diseño B, por lo tanto, fue necesario realizar la corrección del perfil de desplazamientos, obteniéndose así:

EDIFICACIÓN 1 (6 NIVELES)

G. Chuquin Leal

DATOS

| | | |
|--|--------|--|
| Deformación de fluencia del acero (ϵ_p) | 0.0022 | |
| Longitud del muro (L_w) | 3 | m |
| Altura entrepiso | 3 | m |
| Numero de pisos | 6 | |
| Altura del muro (H_w) | 18 | m |
| Numero de muros en la dirección de estudio (n_w) | 4 | |
| Peso de la estructura (W_p) | 2043.4 | T |
| Masa por piso (m_i) | 34716 | [Kg] s ² /m |
| Deriva objetivo (θ) | 0.02 | |
| Factor de corrección desplazamiento | 0.90 | $F_c = \frac{\Delta_{df}}{\Delta_{L,sys}}$ |



PERFIL DE DESPLAZAMIENTO CORREGIDO

| Nivel | Altura (m) | Δ_e (m) | Δ_p (m) | Δ_t (m) | $\Delta_{t,cor}$ (m) | Deriva (%) | $m_i^* \Delta_t$ | $m_i^* \Delta_t^2$ | $m_i^* \Delta_t^3$ |
|-------|------------|----------------|----------------|----------------|----------------------|------------|------------------|--------------------|--------------------|
| 6 | 18 | 0.1584 | 0.1224 | 0.2808 | 0.2531 | 1.79% | 8788.26221 | 2225 | 158188.72 |
| 5 | 15 | 0.1192 | 0.1020 | 0.2212 | 0.1994 | 1.73% | 6921.90405 | 1380 | 103828.561 |
| 4 | 12 | 0.0821 | 0.0816 | 0.1637 | 0.1476 | 1.59% | 5124.3998 | 756 | 61492.7977 |
| 3 | 9 | 0.0495 | 0.0612 | 0.1107 | 0.0998 | 1.40% | 3464.60337 | 346 | 31181.4303 |
| 2 | 6 | 0.0235 | 0.0408 | 0.0643 | 0.0579 | 1.13% | 2011.36865 | 117 | 12068.2119 |
| 1 | 3 | 0.0062 | 0.0204 | 0.0266 | 0.0240 | 0.80% | 833.549561 | 20 | 2500.64868 |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.0000 | 0.00% | 0 | 0 | 0 |
| Sum | | | | | | | 27144.1 | 4843.5 | 369260.4 |

SISTEMA EQUIVALENTE DE 1 GRADO DE LIBERTAD

| | | | |
|---|--------|-----------------------|--------|
| Desplazamiento objetivo del sistema (Δ_{sys}) | 0.178 | m | |
| Altura efectiva calculada ($h_{e,calc}$) | 13.60 | m | |
| Curvatura de fluencia (ϵ_p) | 0.0015 | 1/m | |
| Desplazamiento de fluencia del sistema ($\Delta_{f,sys}$) | 0.1015 | m | 0.1015 |
| Masa efectiva del sistema ($m_{e,sys}$) | 152120 | Kg] s ² /m | |
| Ductilidad de desplazamiento del sistema (μ_{sys}) | 1.8 | | |
| Amortiguamiento equivalente (ζ_{eq}) | 11.1% | | |

ESPECTRO DE DESPLAZAMIENTO (DESPLAZAMIENTO DE LA ESQUINA AL 5% DE AMORTIGUAMIENTO)

Datos perfil del suelo tipo B (NEC-15)

| | | |
|-----------------|-------|-----|
| Z | 0.4 | [g] |
| Fa | 1 | |
| Fd | 1 | |
| Fs | 0.75 | |
| n | 2.48 | |
| r | 1 | |
| To | 0.075 | [s] |
| Tc | 0.413 | [s] |
| Td | 2.4 | [s] |
| Sa | 0.171 | [g] |
| $\Delta_c, 5\%$ | 0.244 | [m] |

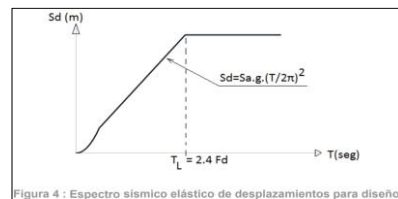
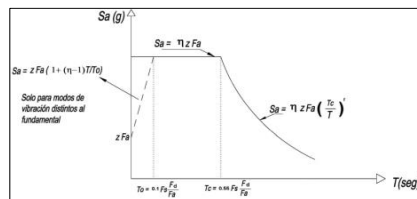
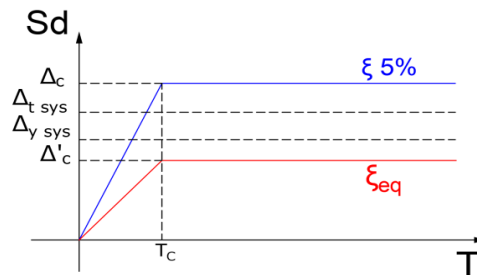


Figura 4 : Espectro sísmico elástico de desplazamientos para diseño

ESCALAMIENTO DEL DESPLAZAMIENTO DE LA ESQUINA

CASO B

| | | |
|---|---------|-------|
| Desplazamiento de la esquina al 5% ($\Delta_c, 5\%$) | 0.244 | m |
| Respuesta de desplazamiento final (Δ_{df}) | 0.1784 | m |
| Desplazamiento de fluencia (Δ_f) | 0.10 | m |
| Ductilidad de desplazamiento (μ_s) | 1.76 | |
| Amortiguamiento equivalente (ζ_{eq}) | 11.09 | % |
| Desplazamiento de la esquina para ζ_{eq} (Δ_c, ζ_{eq}) | 0.1784 | m |
| Periodo efectivo (T_{eff}) | 2.3999 | [s] |
| Rigidez efectiva (K_{eff}) | 1042689 | kgf/m |
| Cortante basal (V_B) | 186 | [T] |
| Cortante por muro (V_m) | 47 | [T] |
| Momento en la base por muro (M_{Bm}) | 633 | [T]m |
| Deriva objetivo (θ) | 1.31 | % |



INDICE DE ESTABILIDAD

| | | |
|--|-------|-------------------|
| Peso por muro (W_m) | 373 | T |
| Índice de estabilidad (θ_s) | 0.105 | $\theta_s < 0.33$ |
| Amplificar por efectos P- Δ | | |
| C | 0.50 | T |
| Momento amplificado en la base por muro (M_{Bm}) | 666 | [T]m |
| Cortante amplificado por muro (V_m) | 49 | [T] |

DISEÑO A CAPACIDAD SIMPLIFICADO PARA MUROS EN VOLADIZO

Moment Capacity-Design Envelope

| | | |
|---|------|------------------|
| Relación entre la post fluencia y la rigidez elástica (r) | 0.05 | |
| Factor de sobrerresistencia (Momento) (ϕ) | 1 | |
| Periodo inicial (T_i) | 1.84 | s |
| Momento en la base de sobrerresistencia ($\phi^* M_B$) | 666 | T ^o m |
| Momento de sobrerresistencia de altura media ($M^*_{0.5H}$) | 336 | T ^o m |

Shear Force Capacity-Design Envelope

| | | |
|---|------|--------------------------|
| Factor de sobrerresistencia (Corte) (ϕ) | 1.18 | Pag 138. (Ordoñez, 2012) |
| $C_{2,T}$ | 0.60 | |
| Factor de amplificación dinámica de corte (ω_v) | 1.90 | |
| Fuerza cortante base de diseño por capacidad (V^*_{BASE}) | 110 | T |
| C_3 | 0.35 | |
| Fuerza cortante en la parte superior del muro (V^*_u) | 38.1 | T |

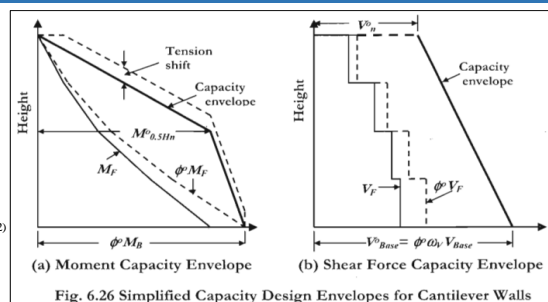


Fig. 6.26 Simplified Capacity Design Envelopes for Cantilever Walls

• Edificación 2: 12 Niveles

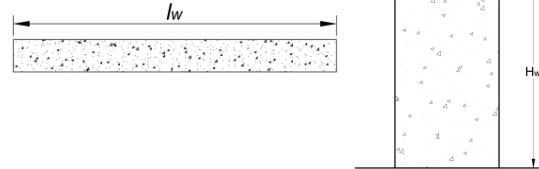
MUROS EN CANTILEVER - DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS

EDIFICACIÓN 2 (12 NIVELES)

G. Chuquin Leal

DATOS

| | | |
|--|--------|-------------------------|
| Deformación de fluencia del acero (ϵ_y) | 0.0022 | |
| Longitud del muro (L_w) | 4 | m |
| Altura entrepiso | 3 | m |
| Numero de pisos | 12 | |
| Altura del muro (H_w) | 36 | m |
| Numero de muros direccion de estudio (n_w) | 4 | |
| Peso de la estructura (W_D) | 4140.7 | T |
| Masa por piso (m_i) | 35174 | [Kgf*s ² /m] |
| Deriva objetivo (θ) | 0.02 | |



PERFIL DE DESPLAZAMIENTO

| Nivel | Altura (m) | Δ_c (m) | Δ_p (m) | Δt (m) | Deriva (%) | $m_i^* \Delta t$ | $m_i^* \Delta t^2$ | $m_i^* \Delta t^3$ |
|-------|------------|----------------|----------------|----------------|------------|------------------|--------------------|--------------------|
| 12 | 36 | 0.4752 | 0.0072 | 0.4824 | 2.00% | 16968.0061 | 8185 | 610848.22 |
| 11 | 33 | 0.4159 | 0.0066 | 0.4225 | 1.97% | 14862.394 | 6280 | 490459.003 |
| 10 | 30 | 0.3575 | 0.0060 | 0.3635 | 1.91% | 12785.8006 | 4648 | 383574.019 |
| 9 | 27 | 0.3007 | 0.0054 | 0.3061 | 1.83% | 10767.2446 | 3296 | 290715.603 |
| 8 | 24 | 0.2464 | 0.0048 | 0.2512 | 1.72% | 8835.74448 | 2220 | 212057.867 |
| 7 | 21 | 0.1954 | 0.0042 | 0.1996 | 1.58% | 7020.31907 | 1401 | 147426.701 |
| 6 | 18 | 0.1485 | 0.0036 | 0.1521 | 1.42% | 5349.987 | 814 | 96299.7661 |
| 5 | 15 | 0.1066 | 0.0030 | 0.1096 | 1.23% | 3853.76694 | 422 | 57806.504 |
| 4 | 12 | 0.0704 | 0.0024 | 0.0728 | 1.01% | 2560.67754 | 186 | 30728.1305 |
| 3 | 9 | 0.0408 | 0.0018 | 0.0426 | 0.76% | 1499.73748 | 64 | 13497.6373 |
| 2 | 6 | 0.0187 | 0.0012 | 0.0199 | 0.48% | 699.965426 | 14 | 4199.79256 |
| 1 | 3 | 0.0048 | 0.0006 | 0.0054 | 0.18% | 190.380044 | 1 | 571.140131 |
| 0 | 0 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.00% | 0 | 0 | 0 |
| Sum | | | | | | 85394.0 | 27530.9 | 2338184.4 |

SISTEMA EQUIVALENTE DE 1 GRADO DE LIBERTAD

| | | | |
|---|---------|-----------------------|--------|
| Desplazamiento objetivo del sistema (Δ_{sys}) | 0.322 | m | |
| Altura efectiva calculada ($h_{e\text{calc}}$) | 27.38 | m | |
| Curvatura de fluencia (ϕ_y) | 0.00110 | 1/m | |
| Desplazamiento de fluencia del sistema ($\Delta_{y\text{sys}}$) | 0.3078 | m | 0.3078 |
| Masa efectiva del sistema ($m_{e\text{sys}}$) | 264871 | Kgf*s ² /m | |
| Ductilidad de desplazamiento del sistema (μ_{sys}) | 1.05 | | |
| Amortiguamiento equivalente (ζ_{eq}) | 5.64% | | |

ESPECTRO DE DESPLAZAMIENTO (DESPLAZAMIENTO DE LA ESQUINA AL 5% DE AMORTIGUAMIENTO)

Datos perfil del suelo tipo B (NEC-15)

| | | |
|-----------------|-------|-----|
| Z | 0.4 | [g] |
| Fa | 1 | |
| Fd | 1 | |
| Fs | 0.75 | |
| n | 2.48 | |
| r | 1 | |
| To | 0.075 | [s] |
| Tc | 0.413 | [s] |
| T _L | 2.4 | [s] |
| Sa | 0.171 | [g] |
| Δ_c , 5% | 0.244 | [m] |

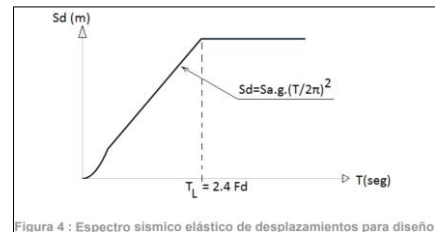
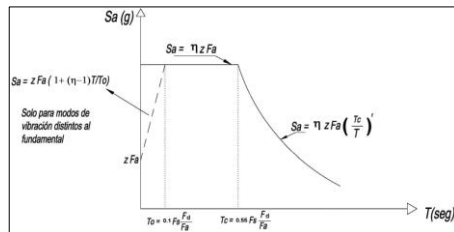


Figura 4 : Espectro sísmico elástico de desplazamientos para diseño

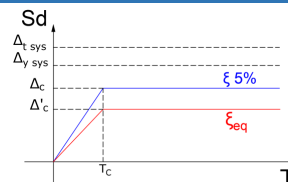
ESCALAMIENTO DEL DESPLAZAMIENTO DE LA ESQUINA

| | | |
|--|-------|-------------|
| Factor de escala por amortiguamiento (DSF) | 0.96 | DSF < 1, OK |
| Desplazamiento en la esquina para ζ_{eq} (Δ'_c) | 0.234 | [m] |

DISEÑO OBJETIVO EXCEDE DEMANDA ESPECTRAL ESCALADA

CASO ESPECIAL DE DISEÑO

| | |
|---|------|
| CASO A: Desplazamiento de fluencia excede Δ_c , 5% | Caso |
| | A |



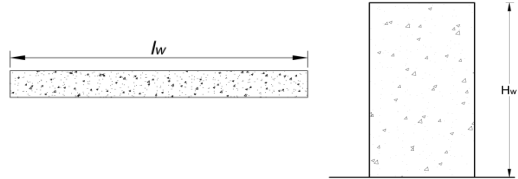
En esta tipología se tuvo el caso especial de diseño A, es decir, se requirió corregir el perfil de desplazamiento para obtener un desplazamiento objetivo del sistema igual al desplazamiento de la esquina para un amortiguamiento del 5%.

EDIFICACIÓN 2 (12 NIVELES)

G. Chuquin Leal

DATOS

| | | |
|--|----------|--------------------------------------|
| Curvatura para alcanzar Δ | 0.000845 | l/m |
| Deformación de fluencia del acero (ϵ_y) | 0.0022 | |
| Longitud del muro (L_w) | 3 | m |
| Altura entrepiso | 3 | m |
| Numero de pisos | 12 | |
| Altura del muro (H_w) | 36 | m |
| Numero de muros dirección de estudio (n_w) | 4 | |
| Peso de la estructura (W_D) | 4038.01 | T |
| Masa por piso (m_i) | 34302 | [Kg ² s ⁻² /m] |
| Deriva objetivo (θ) | 0.02 | |



PERFIL DE DESPLAZAMIENTO

| Nivel | Altura (m) | Δ_e (m) | Δ_p (m) | Δ_t (m) | Deriva (%) | $m_i^2 \Delta_i$ | $m_i^2 \Delta_i^2$ | $m_i^2 \Delta_i^3$ |
|-------|------------|----------------|----------------|----------------|------------|------------------|--------------------|--------------------|
| 12 | 36 | 0.3650 | 0.0000 | 0.3650 | 1.52% | 12521.5356 | 4571 | 450775.281 |
| 11 | 33 | 0.3195 | 0.0000 | 0.3195 | 1.50% | 10959.9668 | 3502 | 361678.904 |
| 10 | 30 | 0.2746 | 0.0000 | 0.2746 | 1.45% | 9420.13673 | 2587 | 282604.102 |
| 9 | 27 | 0.2310 | 0.0000 | 0.2310 | 1.39% | 7923.78424 | 1830 | 213942.175 |
| 8 | 24 | 0.1893 | 0.0000 | 0.1893 | 1.31% | 6492.64809 | 1229 | 155823.554 |
| 7 | 21 | 0.1501 | 0.0000 | 0.1501 | 1.20% | 5148.46704 | 773 | 108117.808 |
| 6 | 18 | 0.1141 | 0.0000 | 0.1141 | 1.07% | 3912.97987 | 446 | 70433.6377 |
| 5 | 15 | 0.0819 | 0.0000 | 0.0819 | 0.93% | 2807.92537 | 230 | 42118.8806 |
| 4 | 12 | 0.0541 | 0.0000 | 0.0541 | 0.76% | 1855.04231 | 100 | 22260.5077 |
| 3 | 9 | 0.0314 | 0.0000 | 0.0314 | 0.57% | 1076.06947 | 34 | 9684.62519 |
| 2 | 6 | 0.0144 | 0.0000 | 0.0144 | 0.36% | 492.745614 | 7 | 2956.47368 |
| 1 | 3 | 0.0037 | 0.0000 | 0.0037 | 0.12% | 126.809533 | 0 | 380.428599 |
| 0 | 0 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.00% | 0 | 0 | 0 |
| Sum | | | | | | 62738.1 | 15309.7 | 1720776.4 |

$$\Delta_e = \phi * (h_i)^2 * \left[\frac{1}{2} - \frac{h_i}{6 * h_w} \right]$$

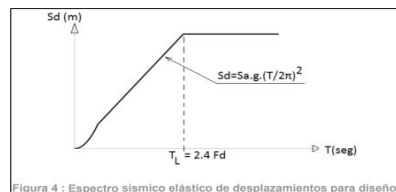
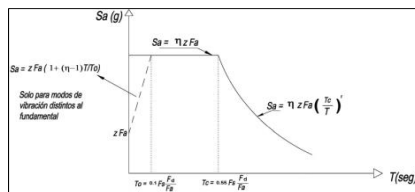
SISTEMA EQUIVALENTE DE 1 GRADO DE LIBERTAD

| | | |
|---|---------|------------------------------------|
| Desplazamiento objetivo del sistema (M_{sys}) | 0.244 | m |
| Altura efectiva calculada ($h_{e,calc}$) | 27.43 | m |
| Curvatura de fluencia (ϕ_y) | 0.00147 | l/m |
| Desplazamiento de fluencia del sistema (Δy_{sys}) | 0.4116 | m |
| Masa efectiva del sistema ($m_{e,sys}$) | 257097 | Kg ² s ⁻² /m |
| Ductilidad de desplazamiento del sistema (μ_{sys}) | 0.59 | |
| Amortiguamiento equivalente (ξ_{eq}) | 5.0% | |

ESPECTRO DE DESPLAZAMIENTO (DESPLAZAMIENTO DE LA ESQUINA AL 5% DE AMORTIGUAMIENTO)

Datos perfil del suelo tipo B (NEC-15)

| | | |
|----------------------|-------|-----|
| Z | 0.4 | [g] |
| Fa | 1 | |
| Fd | 1 | |
| Fs | 0.75 | |
| n | 2.48 | |
| r | 1 | |
| To | 0.075 | [s] |
| Tc | 0.413 | [s] |
| T _L | 2.4 | [s] |
| Sa | 0.171 | [g] |
| $\Delta c, \xi_{eq}$ | 0.244 | [m] |

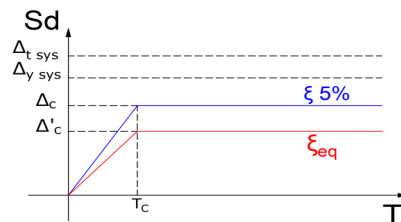


ESCALAMIENTO DEL DESPLAZAMIENTO DE LA ESQUINA

CASO A

| | | |
|--|-------|--------------------|
| Desplazamiento objetivo (Δ) | 0.244 | m |
| Rigidez elástica de la estructura (k_{EL}) | 613 | T/m |
| Periodo elástico (T_{EL}) | 4.1 | s |
| Cortante basal (V_B) | 150 | [T] |
| Cortante por muro (V_w) | 37 | [T] |
| Momento en la base por muro (M_{Bw}) | 1025 | [T ² m] |
| Deriva objetivo (θ) | 0.9 | % |

$$k_{EL} = \frac{0.1 * m_{eff} * 9.81}{\Delta y}$$



INDICE DE ESTABILIDAD

| | | |
|--|------|--------------------|
| Peso por muro (W_m) | 631 | T |
| Indice de estabilidad (θ_s) | 0.15 | $\theta_s < 0.33$ |
| Amplificar por efectos P- Δ | | |
| C | 0.50 | T |
| Momento amplificado en la base por muro (M_{Bw}) | 1102 | [T ² m] |
| Cortante amplificado por muro (V_w) | 40 | [T] |

DISEÑO A CAPACIDAD SIMPLIFICADO PARA MUROS EN VOLADIZO

Moment Capacity-Design Envelope

| | | |
|--|------|------------------|
| elación entre la post fluencia y la rigidez elástica (r) | 0.05 | |
| Factor de sobrerresistencia (Momento) (ϕ^*) | 1 | |
| Ductilidad de desplazamiento del sistema (μ_{sys}) | 1.0 | |
| Periodo inicial (T_i) | 4.1 | s |
| Momento en la base de sobrerresistencia ($\phi^* M_B$) | 1102 | T ² m |
| $C_{1,T}$ | 0.40 | |
| mento de sobrerresistencia de altura media ($M^*_{0.5H}$) | 441 | T ² m |

Shear Force Capacity-Design Envelope

| | | |
|---|------|---|
| Factor de sobrerresistencia(Corte) (ϕ^*) | 1.18 | |
| $C_{2,T}$ | 1.15 | |
| Factor de amplificación dinámica de corte (ω_v) | 1.97 | |
| Fuerza cortante base de diseño por capacidad (V^*_{BASE}) | 94 | T |
| $C_{3,T}$ | 0.30 | |
| Fuerza cortante en la parte superior del muro (V^*_u) | 28 | T |

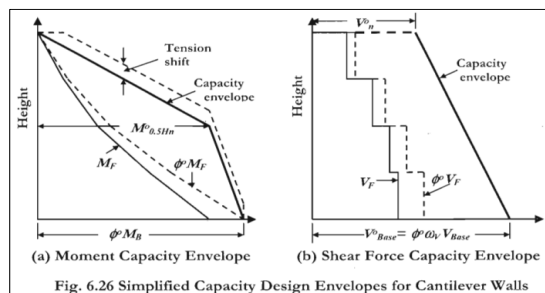


Fig. 6.26 Simplified Capacity Design Envelopes for Cantilever Walls

• Edificación 3: 18 Niveles

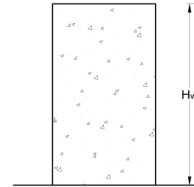
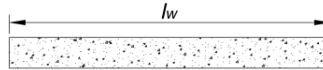
MUROS EN CANTILEVER - DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS

EDIFICACIÓN 3 (18 NIVELES)

G. Chuquin Leal

DATOS

| | | | |
|--|--------|--------------------------------------|------------|
| Deformación de fluencia del acero (ϵ_y) | 0.0022 | | |
| Longitud del muro (L_w) | 6 | m | |
| Altura entrepiso | 3 | m | |
| Numero de pisos | 18 | | |
| Altura del muro (H_w) | 54 | m | |
| Numero de muros en dirección de estudio (n_w) | 2 | | |
| Peso de la estructura (W_D) | 6347.4 | T | |
| Masa por piso (m_i) | 35946 | [Kg ² s ⁻² /m] | 647033.639 |
| Deriva objetiva (θ) | 0.02 | | |



PERFIL DE DESPLAZAMIENTO

| Nivel | Altura (m) | Δc (m) | Δp (m) | Δt (m) | Deriva (%) | mi ² Δt | mi ² Δt ² | mi ² Δt ³ hi |
|-------|------------|--------|--------|--------|------------|--------------------|---------------------------------|------------------------------------|
| 18 | 54 | 0.7128 | 0.0108 | 0.7236 | 2.00% | 26010.7523 | 18821 | 1404580.62 |
| 17 | 51 | 0.6535 | 0.0102 | 0.6637 | 1.99% | 23856.1702 | 15832 | 1216664.68 |
| 16 | 48 | 0.5945 | 0.0096 | 0.6041 | 1.96% | 21714.7685 | 13118 | 1042308.89 |
| 15 | 45 | 0.5363 | 0.0090 | 0.5453 | 1.92% | 19599.2273 | 10687 | 881987.729 |
| 14 | 42 | 0.4791 | 0.0084 | 0.4875 | 1.88% | 17524.2271 | 8543 | 736017.539 |
| 13 | 39 | 0.4234 | 0.0078 | 0.4312 | 1.81% | 15501.4482 | 6685 | 604556.48 |
| 12 | 36 | 0.3696 | 0.0072 | 0.3768 | 1.74% | 13544.5708 | 5104 | 487604.55 |
| 11 | 33 | 0.3180 | 0.0066 | 0.3246 | 1.66% | 11666.7754 | 3787 | 385003.588 |
| 10 | 30 | 0.2689 | 0.0060 | 0.2749 | 1.56% | 9881.24212 | 2716 | 296437.264 |
| 9 | 27 | 0.2228 | 0.0054 | 0.2282 | 1.45% | 8201.15138 | 1871 | 221431.087 |
| 8 | 24 | 0.1799 | 0.0048 | 0.1847 | 1.33% | 6639.68347 | 1226 | 159352.403 |
| 7 | 21 | 0.1407 | 0.0042 | 0.1449 | 1.19% | 5210.01871 | 755 | 109410.393 |
| 6 | 18 | 0.1056 | 0.0036 | 0.1092 | 1.04% | 3925.33741 | 429 | 70656.0734 |
| 5 | 15 | 0.0749 | 0.0030 | 0.0779 | 0.89% | 2798.81989 | 218 | 41982.2984 |
| 4 | 12 | 0.0489 | 0.0024 | 0.0513 | 0.71% | 1843.64647 | 95 | 22123.7576 |
| 3 | 9 | 0.0281 | 0.0018 | 0.0299 | 0.53% | 1072.99745 | 32 | 9656.97706 |
| 2 | 6 | 0.0127 | 0.0012 | 0.0139 | 0.34% | 500.053158 | 7 | 3000.31895 |
| 1 | 3 | 0.0032 | 0.0006 | 0.0038 | 0.13% | 137.993903 | 1 | 413.981708 |
| 0 | 0 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.00% | 0 | 0 | 0 |
| Sum | | | | | | 189629.4 | 89926.0 | 7693188.6 |

SISTEMA EQUIVALENTE DE 1 GRADO DE LIBERTAD

| | | | |
|---|---------|------------------------------------|--------|
| Desplazamiento objetivo del sistema (Δ_{sys}) | 0.474 | m | |
| Altura efectiva calculada ($h_{e,calc}$) | 40.57 | m | |
| Curvatura de fluencia (ϕ_y) | 0.00073 | 1/m | |
| Desplazamiento de fluencia del sistema (Δy_{sys}) | 0.4524 | m | 0.4524 |
| Masa efectiva del sistema ($m_{e,sys}$) | 399877 | Kg ² s ⁻² /m | |
| Ductilidad de desplazamiento del sistema (μ_{sys}) | 1.05 | | |
| Amortiguamiento equivalente (ζ_{eq}) | 5.65% | | |

ESPECTRO DE DESPLAZAMIENTO (DESPLAZAMIENTO DE LA ESQUINA AL 5% DE AMORTIGUAMIENTO)

Datos perfil del suelo tipo B (NEC-15)

| | | |
|----------------|-------|-----|
| Z | 0.4 | [g] |
| Fa | 1 | |
| Fd | 1 | |
| Fs | 0.75 | |
| n | 2.48 | |
| r | 1 | |
| To | 0.075 | [s] |
| Tc | 0.413 | [s] |
| T _L | 2.4 | [s] |
| Sa | 0.171 | [g] |
| Δc, 5% | 0.244 | [m] |

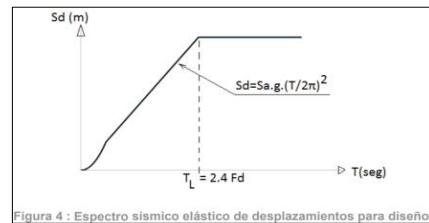
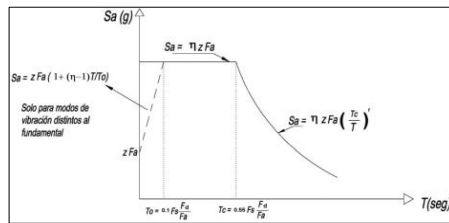


Figura 4 : Espectro sísmico elástico de desplazamientos para diseño

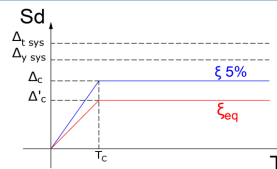
ESCALAMIENTO DEL DESPLAZAMIENTO DE LA ESQUINA

| | | |
|---|-------|-------------|
| Factor de escala por amortiguamiento (DSF) | 0.96 | DSF < 1, OK |
| Desplazamiento en la esquina para ζeq (Δ'c) | 0.233 | [m] |

DISEÑO OBJETIVO EXCEDE DEMANDA ESPECTRAL ESCALADA

CASO ESPECIAL DE DISEÑO

| | |
|--|--------|
| CASO A: Desplazamiento de fluencia excede Δc, 5% | Caso A |
|--|--------|



De manera similar a la edificación 2, para esta edificación se aplica el procedimiento de diseño del caso especial A, una vez corregido el perfil de desplazamientos se obtuvo lo siguiente:

EDIFICACIÓN 3 (18 NIVELES)

G. Chuquin Eal

DATOS

| | | |
|--|----------|-------------------------|
| Curvatura para alcanzar Δt | 0.000383 | 1/m |
| Deformación de fluencia del acero (ϵ_p) | 0.0022 | |
| Longitud del muro (L_w) | 6 | m |
| Altura entrepiso | 3 | m |
| Número de pisos | 18 | |
| Altura del muro (H_w) | 54 | m |
| Número de muros en dirección de estudio (n_w) | 2 | |
| Peso de la estructura (W_p) | 6347.4 | T |
| Masa por piso (m_i) | 35946 | [Kgf*s ² /m] |
| Deriva objetivo (Θ) | 0.02 | |



PERFIL DE DESPLAZAMIENTO

| Nivel | Altura (m) | Δ_e (m) | Δ_p (m) | Δ_t (m) | Deriva (%) | m ² Δt | m ² Δt ² | m ² Δt ³ hi |
|-------|------------|----------------|----------------|----------------|------------|-------------------|--------------------------------|-----------------------------------|
| 18 | 54 | 0.3723 | 0.0000 | 0.3723 | 1.03% | 13381.9497 | 4982 | 722625.285 |
| 17 | 51 | 0.3413 | 0.0000 | 0.3413 | 1.03% | 12267.9345 | 4187 | 625664.461 |
| 16 | 48 | 0.3105 | 0.0000 | 0.3105 | 1.01% | 11160.8031 | 3465 | 535718.547 |
| 15 | 45 | 0.2801 | 0.0000 | 0.2801 | 0.99% | 10067.439 | 2820 | 453034.756 |
| 14 | 42 | 0.2502 | 0.0000 | 0.2502 | 0.97% | 8994.72615 | 2251 | 377778.498 |
| 13 | 39 | 0.2212 | 0.0000 | 0.2212 | 0.94% | 7949.54815 | 1758 | 310032.378 |
| 12 | 36 | 0.1930 | 0.0000 | 0.1930 | 0.90% | 6938.78875 | 1339 | 249796.395 |
| 11 | 33 | 0.1661 | 0.0000 | 0.1661 | 0.85% | 5969.33165 | 991 | 196987.945 |
| 10 | 30 | 0.1404 | 0.0000 | 0.1404 | 0.80% | 5048.0606 | 709 | 151441.818 |
| 9 | 27 | 0.1163 | 0.0000 | 0.1163 | 0.75% | 4181.85929 | 487 | 112910.201 |
| 8 | 24 | 0.0940 | 0.0000 | 0.0940 | 0.68% | 3377.61145 | 317 | 81062.6749 |
| 7 | 21 | 0.0735 | 0.0000 | 0.0735 | 0.61% | 2642.20081 | 194 | 55486.217 |
| 6 | 18 | 0.0552 | 0.0000 | 0.0552 | 0.54% | 1982.51107 | 109 | 35685.1993 |
| 5 | 15 | 0.0391 | 0.0000 | 0.0391 | 0.45% | 1405.42596 | 55 | 21081.3894 |
| 4 | 12 | 0.0255 | 0.0000 | 0.0255 | 0.36% | 917.829199 | 23 | 11013.9504 |
| 3 | 9 | 0.0146 | 0.0000 | 0.0146 | 0.27% | 526.604503 | 8 | 4739.44053 |
| 2 | 6 | 0.0066 | 0.0000 | 0.0066 | 0.16% | 238.635592 | 2 | 1431.81355 |
| 1 | 3 | 0.0017 | 0.0000 | 0.0017 | 0.06% | 60.8061844 | 0 | 182.418553 |
| 0 | 0 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.00% | 0 | 0 | 0 |
| Sum | | | | | | 97112.1 | 23697.1 | 3946673.6 |

$$\Delta_e = \phi * (h_i)^2 * \left[\frac{1}{2} - \frac{h_i}{6 * h_w} \right]$$

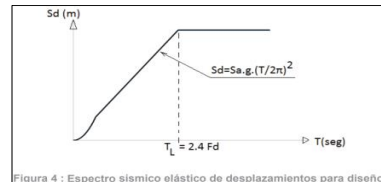
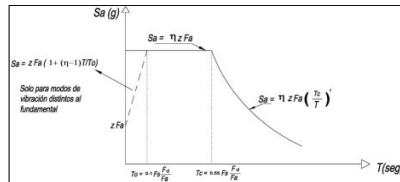
SISTEMA EQUIVALENTE DE 1 GRADO DE LIBERTAD

| | | | |
|---|---------|-----------------------|--------|
| Desplazamiento objetivo del sistema (Δ_{sys}) | 0.244 | m | |
| Altura efectiva calculada ($h_{e,calc}$) | 40.64 | m | |
| Curvatura de fluencia (ϵ_p) | 0.00073 | 1/m | |
| Desplazamiento de fluencia del sistema ($\Delta_{p,sys}$) | 0.4537 | m | 0.4537 |
| Masa efectiva del sistema ($m_{e,sys}$) | 397971 | Kgf*s ² /m | |
| Ductilidad de desplazamiento del sistema (μ_{sys}) | 0.54 | | |
| Amortiguamiento equivalente (ζ_{eq}) | 5.00% | | |

ESPECTRO DE DESPLAZAMIENTO (DESPLAZAMIENTO DE LA ESQUINA AL 5% DE AMORTIGUAMIENTO)

Datos perfil del suelo tipo B (NEC-15)

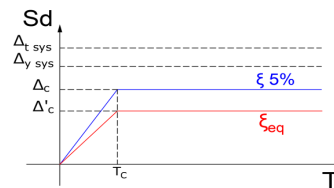
| | | |
|----------------|-------|-----|
| Z | 0.4 | [g] |
| Fa | 1 | |
| Fd | 1 | |
| Fs | 0.75 | |
| n | 2.48 | |
| r | 1 | |
| To | 0.075 | [s] |
| Tc | 0.413 | [s] |
| T _L | 2.4 | [s] |
| Sa | 0.171 | [g] |
| Δc, 5% | 0.244 | [m] |



ESCALAMIENTO DEL DESPLAZAMIENTO DE LA ESQUINA

CASO A

| | | | |
|--|-------|-------|--|
| Desplazamiento objetivo (Δ) | 0.244 | m | |
| Rigidez elástica de la estructura (k_{EL}) | 861 | T/m | $k_{EL} = \frac{0.1 * m_{eff} * f * 9.81}{\Delta_y}$ |
| Periodo elástico (T_{EL}) | 4.3 | s | |
| Cortante basal (V_B) | 210 | [T] | |
| Cortante por muro (V_m) | 105 | [T] | |
| Momento en la base por muro (M_{Bm}) | 4267 | [T*m] | |
| Deriva objetivo (Θ) | 0.60 | % | |



INDICE DE ESTABILIDAD

| | | | |
|--|------|-------|-------------------|
| Peso por muro (W_m) | 1952 | T | |
| Índice de estabilidad (Θ_s) | 0.11 | | $\Theta_s < 0.33$ |
| Amplificar por efectos P-Δ | | | |
| C | 0.50 | T | |
| Momento amplificado en la base por muro (M_{Bm}) | 4506 | [T*m] | |
| Cortante amplificado por muro (V_m) | 111 | [T] | |

DISEÑO A CAPACIDAD SIMPLIFICADO PARA MUROS EN VOLADIZO

Moment Capacity-Design Envelope

| | | |
|---|-------|-----|
| elación entre la post fluencia y la rigidez elástica (r) | 0.05 | |
| Factor de sobrerresistencia (Momento) (ϕ^*) | 1 | |
| Ductilidad de desplazamiento del sistema (μ_{sys}) | 1.0 | |
| Periodo inicial (T_i) | 4.27 | s |
| Momento en la base de sobrerresistencia ($\phi^* M_B$) | 4506 | T*m |
| Momento de sobrerresistencia de altura media ($M_{0.5H}$) | 0.400 | T*m |
| | 1802 | T*m |

Shear Force Capacity-Design Envelope

| | | |
|---|------|---|
| Factor de sobrerresistencia(Corte) (ϕ^*) | 1.18 | |
| C _{2,T} | 1.15 | s |
| Factor de amplificación dinámica de corte (ω_v) | 1.97 | |
| Fuerza cortante base de diseño por capacidad (V^*_{BASE}) | 258 | T |
| C ₁ | 0.30 | |
| Fuerza cortante en la parte superior del muro (V^*_{u}) | 77.5 | T |

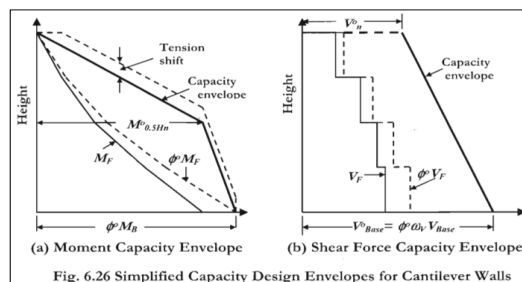


Fig. 6.26 Simplified Capacity Design Envelopes for Cantilever Walls

ANEXO XIII

DISEÑO POR CAPACIDAD DE MUROS ESTRUCTURALES EN BASE A LAS SOLICITACIONES OBTENIDAS POR DDBD

- Edificación 1: 6 Niveles

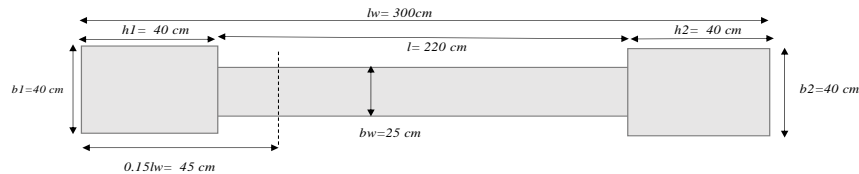
MUROS EN CANTILEVER - DISEÑO POR CAPACIDAD

G. Chuquin Leal

DISEÑO DE MUROS - EDIFICACIÓN TIPO 1

| | | |
|---|------|--------------------|
| 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 | 6 | - |
| Altura total H | 18 | m |
| longitud horizontal (lw) | 3 | m |
| Espesor del alma (bw) | 0.25 | m |
| Ancho cabezal 1 (b_1) | 40 | cm |
| Alto cabezal 1 (h_1) | 40 | cm |
| Ancho cabezal 2 (b_2) | 40 | cm |
| Alto cabezal 2 (h_2) | 40 | cm |

ACI318-19 Tabla 20.5.1.3.1



Cálculo de Inercia I

| | B | H | Área | D | D ² | A*D ² | I _o | I _o +AD ² |
|----|------|------|------|------|----------------|------------------|----------------|---------------------------------|
| A1 | 0.40 | 0.40 | 0.16 | 1.30 | 1.69 | 0.27 | 0.00 | 0.27 |
| A2 | 0.25 | 2.20 | 0.55 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.22 | 0.22 |
| A3 | 0.40 | 0.40 | 0.16 | 1.30 | 1.69 | 0.27 | 0.00 | 0.27 |

| | | |
|---------------|------|----------------|
| Σ Área | 0.87 | m ² |
| Inercia | 0.77 | m ⁴ |
| Y | 1.5 | m |

1.2 ACERO MÍNIMO

En 0.15 lw

| | | |
|-----------------------------------|--------|---------------------------|
| hw/lw | 6.00 | OK |
| 0.15 lw | 0.45 | m |
| Cuántía mínima (flexo compresión) | 0.637% | % ACI318-19 18.10.2.4 (a) |
| As min | 11.00 | cm ² |
| As min | 11.00 | cm ² |
| Acero colocado en cabezal | 12 | φ 18 |
| Acero colocado en alma | 2 | φ 16 |
| Acero colocado | 34.56 | cm ² OK |

$$\rho_{min} = 1.6 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$$

En el alma

| | | | |
|---------------------------|--------|----------------------------------|----------------------|
| Cuántía mínima | 0.0025 | - | Aci 318 19 18.10.2.1 |
| Acero colocado en cabezal | 2 | φ 16 | @ 20 cm |
| Acero colocado | 0.008 | cm ² /cm ² | OK |

1.3 FLEXOCOMPRESIÓN

Factor de reducción de resistencia a flexión **0.9**

Solicitaciones

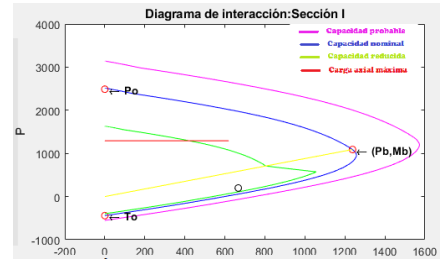
| | P [T] | M [Tm] | V [T] |
|---|-------|--------|-------|
| D | 140 | 0 | 1 |
| L | 30 | 0 | 0 |
| S | 0 | 666 | 110 |

| Combinaciones | P [T] | M [Tm] | V [T] | σ Max | σ Min |
|---------------|-------|--------|-------|----------------|--------------|
| 1.4D | 196 | 0 | 1 | 227 | 225 |
| 1.2D+1.6L | 216 | 0 | 2 | 249 | 247 |
| 1.2D+L+S | 198 | 667 | 111 | 1531 | -1076 |
| 1.2D+L-S | 198 | 666 | 108 | 1530 | -1074 |
| 0.9D+S | 126 | 666 | 111 | 1448 | -1158 |
| 0.9D-S | 126 | 666 | 109 | 1447 | -1157 |
| | | | | σ_{MAX} | 1531 |
| | | | | σ_{MIN} | -1158 |

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

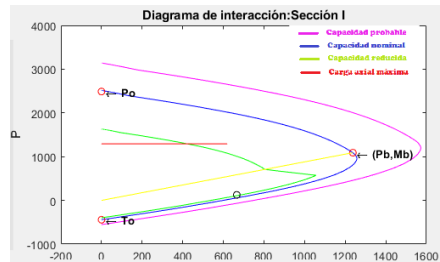
Combinación 1: 1.2D+L+S

| | | | |
|--------------------------------------|-----|----|-------------------------------------|
| P_u | 198 | T | |
| M_u | 667 | Tm | |
| Profundidad al eje Neutro (c) | 51 | cm | Obtener del diagrama de interacción |
| ϕP_n | 196 | T | ϕP_n mas cercano a P_u |
| ϕM_n | 763 | Tm | Obtener del diagrama de interacción |
| M_n | 848 | Tm | |
| M_{pr} | 975 | Tm | |



Combinación 2: 0.9D+S

| | | | |
|--------------------------------------|-----|----|-------------------------------------|
| P_u | 126 | T | |
| M_u | 666 | Tm | |
| Profundidad al eje Neutro (c) | 42 | cm | Obtener del diagrama de interacción |
| ϕP_n | 119 | T | ϕP_n mas cercano a P_u |
| ϕM_n | 678 | Tm | Obtener del diagrama de interacción |
| M_n | 754 | Tm | |
| M_{pr} | 867 | Tm | |



OK, la sección cumple.

1.4 DISEÑO A CORTE

| | | |
|-------------------------------------|-------|---|
| V_u de la Combinación 1: 1.2D+L+S | 111.2 | T |
| V_u de la Combinación 2: 0.9D+S | 110.7 | T |

Fuerza cortante de diseño (V_e)

| | | | |
|--|-------|---|----------------------|
| Factor de reducción de resistencia a corte | 0.75 | - | ACI318-19 21.2.1 |
| $\Omega_r * W_v$ | - | | No cumple, rediseñar |
| V_e | 111.2 | T | ACI318-19 18.3.1 |

18.10.3.1 La fuerza cortante de diseño V_e se debe calcular por medio de:
 $V_e = \Omega_r W_v \leq 3W_v$ (18.10.3.1)

18.10.4.5 Para segmentos horizontales de muro, incluyendo viga de acople, V_e no debe tomarse mayor que $0.86\sqrt{f'_c}A_{cv}$ donde A_{cv} es el área de la sección de concreto del segmento horizontal de muro o viga de acople.

| | | |
|---------------------------------------|------|----|
| Ancho mínimo del alma (b_w) | 11.1 | cm |
| Ancho del alma constructivo (b_w) | 25 | cm |
| ϕV_n | 249 | T |

$V_e \leq \phi V_n$ $V_e \leq \phi(V_c + V_s)$ $V_s \leq 4V_c$
 Se asume "d" como b_w y se despeja b_w $V_e \leq \phi V_n \leq \phi * 5 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$

Se verifica que el ancho asumido sea igual al ancho calculado

18.10.4.1 V_n debe calcularse por medio de:
 $V_n = (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) A_{cv}$ (18.10.4.1)

18.10.4.4 Para todos los segmentos verticales de muro que compartan una fuerza lateral común, V_e no debe tomarse mayor que $0.86\sqrt{f'_c}A_{cv}$. Para cada uno de los segmentos verticales de muro individuales, V_e no debe tomarse mayor que $0.83\sqrt{f'_c}A_{cv}$ donde A_{cv} es el área de la sección de concreto del segmento vertical de muro individual bajo consideración.

OK

| | | |
|---|--------|-------------------------------------|
| h_w/l_w | 6.00 | |
| Cuantía para acero transversal (ρ_s) | 0.0026 | - |
| Espaciamiento (s) | 30 | cm |
| Acero a corte (A_v) | 1.95 | cm ² /cm ² |
| Acero colocado | 2 | ϕ 12 @ 30 cm |
| Acero colocado | 0.0030 | cm ² /cm ² OK |

ACI318-19 18.10.4.1

$V_n = A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$
 $\alpha_c = 0.80$ para $h_w/l_w \leq 1.5$
 $\alpha_c = 0.53$ para $h_w/l_w \geq 2.0$

1.5 DISEÑO DE CABEZALES ESPECIALES

| | | | | |
|----------------------------|-----|--------------------|--|--|
| σ_{max} (formula 1) | 153 | kg/cm ² | $\sigma_{max} = \frac{P_u}{A} \pm \frac{M_u * y}{I}$ | $\sigma_{max} = \frac{P_u}{A} \pm \frac{6 M_u}{b * (l_w)^2}$ |
| σ_{max} (formula 2) | 201 | kg/cm ² | | |
| $0.2 f_c$ | 56 | kg/cm ² | | |

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 alfileras de los muros estructurales cuando el esfuerzo a compresión mínimo de la fibra extrema, correspondiente a las combinaciones de carga de diseño que incluyen efectos sísmicos E, sobrepase $0.2f'_c$. Los elementos especiales de borde pueden ser discontinuos donde el esfuerzo de compresión calculado sea menor que $0.15f'_c$. Los esfuerzos deben calcularse usando un modelo lineal elástico y las propiedades de la sección bruta. Para muros con alfileras, debe usarse un ancho de ala efectiva como se define en 18.10.5.2.

Requiere Cabezales

1.6 PROPIEDADES DE LOS CABEZALES

a) Longitud $> (c - 0.1l_w, c/2)$

ACI 18.10.6.4

| | | | |
|--|------|----|---|
| C_{max} | 51 | cm | En muros con $h_w/l_w < 2$, no se requiere esta condición debido a que no se agota a flexión |
| $C - 0.1 * l_w$ | 21 | cm | |
| $C/2$ | 25.5 | cm | |
| Longitud a confinar (longitud de cabezal especial) | 45 | cm | |

b) Ancho mínimo en lo largo

ACI 18.10.6.4

$h/16$ 19 cm $b \geq \frac{h}{16}$

OK

c) Ancho mínimo (Para muros largos)

ACI 18.10.6.4

OK $b \geq 30$ cm

- (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

1.7. REFUERZO TRANSVERSAL EN EL CABEZAL

En la columna

| Cabezal | 1 | 2 | |
|------------------|----|----|----|
| Espaciamento (s) | 10 | 10 | cm |
| Espaciamento (s) | 10 | 10 | |

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

Ramas cortas

| | | | |
|-------------------------|------|------|------------------------------------|
| h'' | 32 | 32 | cm |
| Área de la sección (Ag) | 1600 | 1600 | cm ² |
| Área confinada (Ac) | 1024 | 1024 | cm ² |
| Ash ₁ | 3.60 | 3.60 | cm ² ACI318-19 18.7.5.4 |
| Ash ₂ | 1.92 | 1.92 | cm ² ACI318-19 18.7.5.4 |
| Av | 3.60 | 3.60 | cm ² |

| 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'' | 32 | 32 | cm |
| Área de la sección (Ag) | 1600 | 1600 | cm ² |
| Área confinada (Ac) | 1024 | 1024 | cm ² |
| Ash ₁ | 3.60 | 3.60 | cm ² ACI318-19 18.7.5.4 |
| Ash ₂ | 1.92 | 1.92 | cm ² ACI318-19 18.7.5.4 |
| Av | 3.60 | 3.60 | cm ² |

| 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 | | |

$$s \leq (12, 6\phi)$$

1.8. ESPACIAMIENTO VERTICAL

En la columna

Ramas cortas

| Cabezal | 1 | 2 | |
|---------------------------------|-----|-----|----|
| Espaciamento vertical real (hx) | 8.7 | 8.7 | cm |
| Condición (35 cm, 2/3 b) | OK | OK | - |

$$hx \leq \left(35 \text{ cm}, \frac{2}{3} b \right)$$

Ramas largas

| Cabezal | 1 | 2 | |
|---------------------------------|-----|-----|----|
| Espaciamento vertical real (hx) | 8.7 | 8.7 | cm |
| Condición (35 cm, 2/3 b) | OK | OK | - |

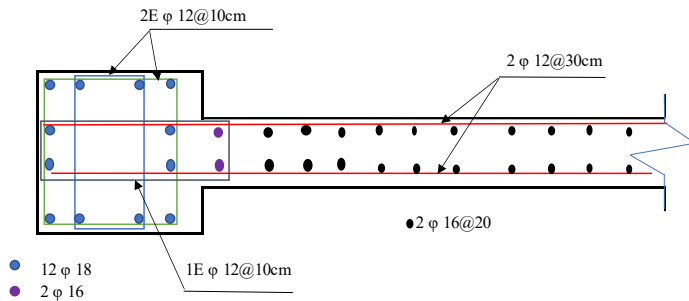
h_x = espaciamento máximo, medido centro a centro, entre barras longitudinales soportadas lateralmente por esquinas de ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento alrededor del perímetro de una columna o elemento de borde de un muro, mm

| Refuerzo transversal | Condición | Expresiones aplicadas |
|--|---|---|
| $s_u / (h_u)$ para columnas con núcleo de núcleo | $f_c \leq 0.14 f_c' + f_y$ $f_c \leq 70 \text{ MPa}$ | Máx de $(\frac{h_u}{6}, \frac{h_u}{8}, \frac{f_c'}{f_y})$ |
| para columnas con núcleo de núcleo | $f_c \leq 0.14 f_c' + f_y$ $f_c \leq 70 \text{ MPa}$ | $0.09 \frac{f_c'}{f_y} \frac{h_u}{6}$ |
| s_u para espaldas y centros | $f_c \leq 0.14 f_c' + f_y$ $f_c \leq 70 \text{ MPa}$ | Máx de $(\frac{h_u}{6}, \frac{h_u}{8}, \frac{f_c'}{f_y})$ |
| para espaldas y centros | $f_c \leq 0.14 f_c' + f_y$ $f_c \leq 70 \text{ MPa}$ | $0.09 \frac{f_c'}{f_y} \frac{h_u}{6}$ |

$$Ash_1 = 0.3 * \frac{s * h'' * f_c'}{f_y} * \left(\frac{Ag}{Ac} - 1 \right)$$

$$Ash_2 = 0.09 * \frac{s * h'' * f_c'}{f_y}$$

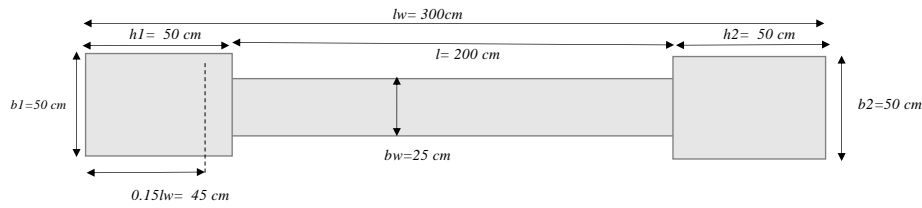
ARMADO- VISTA EN PLANTA



- Edificación 2: 12 Niveles

DISEÑO DE MUROS - EDIFICACIÓN TIPO 2

| | | |
|--|------|-------------------------------|
| 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 ACI318-19 Tabla 20.5.1.3.1 |
| Número de pisos | 12 | - |
| Altura total H | 36 | m |
| longitud horizontal (l_w) | 3 | m |
| Espesor del alma (b_w) | 0.25 | m |
| Ancho cabezal 1 (b_1) | 50 | cm |
| Alto cabezal 1 (h_1) | 50 | cm |
| Ancho cabezal 2 (b_2) | 50 | cm |
| Alto cabezal 2 (h_2) | 50 | cm |



Cálculo de Inercia I

| | B | H | Área | D | D ² | A*D ² | Io | Io+AD ² |
|----|------|------|------|------|----------------|------------------|------|--------------------|
| A1 | 0.50 | 0.50 | 0.25 | 1.25 | 1.56 | 0.39 | 0.01 | 0.40 |
| A2 | 0.25 | 2.00 | 0.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.17 | 0.17 |
| A3 | 0.50 | 0.50 | 0.25 | 1.25 | 1.56 | 0.39 | 0.01 | 0.40 |

| | | |
|---------------|------|----------------|
| Σ Área | 1.00 | m ² |
| Inercia | 0.96 | m ⁴ |
| Y | 1.5 | m |

1.2 ACERO MÍNIMO

En 0.15 lw

| | | | |
|-----------------------------------|--------|-----------------|--|
| h_w/l_w | 12.00 | | OK |
| 0.15 lw | 0.45 | m | |
| Cuántia mínima (flexo compresión) | 0.637% | % | ACI318-19 18.10.2.4 (a) $\Rightarrow \rho_{min} = 1.6 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$ |
| As min | 15.14 | cm ² | |
| As min | 15.14 | cm ² | |
| Acero colocado en cabezal | 12 | ϕ | 22 |
| Acero colocado en alma | | ϕ | |
| Acero colocado | 45.62 | cm ² | OK |

En el alma

| | | | |
|---------------------------|--------|----------------------------------|---------------------|
| Cuántia mínima | 0.0025 | - | ACI318-19 18.10.2.1 |
| Acero colocado en cabezal | 2 | ϕ | 20 @ 20 cm |
| Acero colocado | 0.013 | cm ² /cm ² | OK |

1.3 FLEXOCOMPRESIÓN

Factor de reducción de resistencia a flexión **0.9**

Solicitaciones

| | P [T] | M [Tm] | V [T] |
|---|-------|--------|-------|
| D | 288 | 0 | 1 |
| L | 62 | 0 | 0 |
| S | 0 | 1102 | 94 |

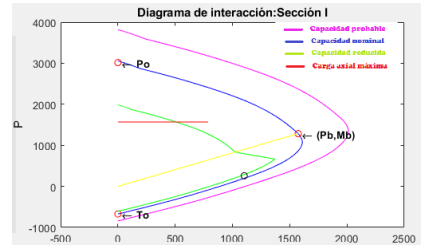
| Combinaciones | P [T] | M [Tm] | V [T] | σ Max | σ Min |
|---------------|-------|--------|----------------|--------------|--------------|
| 1.4D | 403 | 0 | 1 | 404 | 403 |
| 1.2D+1.6L | 444 | 0 | 1 | 445 | 443 |
| 1.2D+L+S | 407 | 1103 | 95 | 2133 | -1319 |
| 1.2D+L-S | 407 | -1102 | -92 | -1318 | 2132 |
| 0.9D+S | 259 | 1103 | 94 | 1985 | -1467 |
| 0.9D-S | 259 | 1102 | 93 | -1318 | 2132 |
| | | | σ_{MAX} | 2133 | |
| | | | σ_{MIN} | -1467 | |

335

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

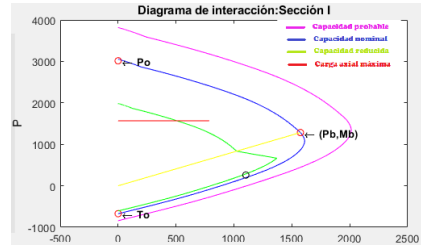
Combinación 1: 1.2D+L+S

| | | | |
|--------------------------------------|------|----|-------------------------------------|
| P_u | 407 | T | |
| M_u | 1103 | Tm | |
| Profundidad al eje Neutro (c) | 75 | cm | Obtener del diagrama de interacción |
| ϕP_n | 401 | T | ϕP_n mas cercano a P_u |
| ϕM_n | 1203 | Tm | Obtener del diagrama de interacción |
| M_n | 1336 | Tm | |
| M_{pr} | 1536 | Tm | |



Combinación 2: 0.9D+S

| | | | |
|--------------------------------------|------|----|-------------------------------------|
| P_u | 259 | T | |
| M_u | 1103 | Tm | |
| Profundidad al eje Neutro (c) | 57 | cm | Obtener del diagrama de interacción |
| ϕP_n | 250 | T | ϕP_n mas cercano a P_u |
| ϕM_n | 1067 | Tm | Obtener del diagrama de interacción |
| M_n | 1186 | Tm | |
| M_{pr} | 1364 | Tm | |



Revisar o cambiar armado /dimensiones del muro.

1.4 DISEÑO A CORTE

| | | |
|-------------------------------------|----|---|
| V_u de la Combinación 1: 1.2D+L+S | 95 | T |
| V_u de la Combinación 2: 0.9D+S | 94 | T |

Fuerza cortante de diseño (Ve)

| | | | |
|--|------|---|------------------|
| Factor de reducción de resistencia a corte | 0.75 | - | ACI318-19 21.2.1 |
| $\Omega_r * W_v$ | - | | |
| V_e | 95 | T | ACI318-19 18.3.1 |

18.10.3.1 La fuerza cortante de diseño V_e se debe calcular por medio de:
 $V_e = \Omega_r W_v \leq 3V_c$ (18.10.3.1)

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

| | | |
|----------------------------------|-----|----|
| Ancho mínimo del alma (bw) | 10 | cm |
| Ancho del alma constructivo (bw) | 25 | cm |
| ϕV_n | 249 | T |

18.10.4.1 V_n debe calcularse por medio de:
 $V_n = (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) A_{cv}$ (18.10.4.1)

18.10.4.4 $V_e \leq \phi V_n$ $V_e \leq \phi(V_c + V_s)$ $V_s \leq 4V_c$ $V_e \leq \phi V_n \leq \phi * 5 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$

Se asume "d" como b_w y se despeja b_w
 Se verifica que el ancho asumido sea igual al ancho calculado

OK

| | | | |
|-------------------------------------|--------|----------------------------------|---------------------|
| Cuantía para acero transversal (ps) | 0.0019 | - | ACI318-19 18.10.4.1 |
| Espaciamiento (s) | 25 | cm | |
| Acero a corte (Av) | 1.19 | cm ² /cm ² | |
| Acero colocado | 2 | ϕ | 10 @ 25 cm |
| Acero colocado | 0.0025 | cm ² /cm ² | OK |

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

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

$\alpha_c = 0.80$ para $\frac{h_w}{\ell_w} \leq 1.5$
 $\alpha_c = 0.53$ para $\frac{h_w}{\ell_w} \geq 2.0$

1.5 DISEÑO DE CABEZALES ESPECIALES

| | | | | |
|----------------------------|-----|--------------------|--|---|
| σ_{max} (formula 1) | 213 | kg/cm ² | $\sigma_{max} = \frac{P_u}{A} \pm \frac{M_u * y}{I}$ | $\sigma_{max} = \frac{P_u}{A} \pm \frac{6 M_u}{b * (\ell_w)^2}$ |
| σ_{max} (formula 2) | 335 | kg/cm ² | | |
| $0.2 f_c$ | 56 | kg/cm ² | | |

ACI318-19 18.10.6.3

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 alcantaras 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, sobrepase $0.2 f_c$. Los elementos especiales de borde pueden ser discontinuos 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 alba, debe usarse un ancho de alba efectiva como se define en 18.10.5.2.

Requiere Cabezales

1.6 PROPIEDADES DE LOS CABEZALES

a) Longitud $> (c - 0.1b_w, c/2)$

ACI 18.10.6.4

| | | |
|--|----|----|
| C max | 75 | cm |
| $C - 0.1 * b_w$ | 45 | cm |
| C/2 | 38 | cm |
| Longitud a confinar (longitud de cabezal especial) | 45 | cm |

En muros con $h_w/\ell_w < 2$, no se requiere esta condición debido a que no se agota a flexión

b) Ancho mínimo en lo largo

ACI 18.10.6.4

$h/16$ 19 cm $b \geq \frac{h}{16}$

OK

c) Ancho mínimo (Para muros largos)

ACI 18.10.6.4

OK $b \geq 30$ cm

- (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 $c - 0.1\ell_w$ 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 $h_w/\ell_w \geq 2.0$ 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 $c/\ell_w \geq 3/8$, 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

1.7. REFUERZO TRANSVERSAL EN EL CABEZAL

En la columna

| Cabezal | 1 | 2 | |
|------------------|----|----|----|
| Espaciamento (s) | 10 | 10 | cm |
| Espaciamento (s) | 10 | 10 | |

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

Ramas cortas

| | | | |
|------------------------------|------|------|------------------------------------|
| h'' | 42 | 42 | cm |
| Área de la sección (A_g) | 2500 | 2500 | cm ² |
| Área confinada (A_c) | 1764 | 1764 | cm ² |
| A_{sh1} | 3.5 | 3.5 | cm ² ACI318-19 18.7.5.4 |
| A_{sh2} | 2.5 | 2.5 | cm ² ACI318-19 18.7.5.4 |
| A_v | 3.5 | 3.5 | cm ² |

| | | | | | | |
|------------|----------------------------|------|-----------------|----|---|---------|
| Cabezal #1 | Acero transversal colocado | 4 | ϕ | 12 | @ | 10.0 cm |
| | Acero colocado | 4.52 | cm ² | OK | | |
| Cabezal #2 | Acero transversal colocado | 4 | ϕ | 12 | @ | 10.0 cm |
| | Acero colocado | 4.52 | cm ² | OK | | |

Tabla 18.7.5.4 – Refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales resistentes a momento

| Refuerzo transversal | Condición | Expresiones aplicadas |
|--|---|---|
| s_u (ϕ_u) para columnas con núcleo de núcleo circulares | $f_c \leq 0.14 f_c' + f_y$ $f_c \leq 70 \text{ MPa}$ | Máx. de $(\frac{h}{6}, \frac{h}{8}, \frac{f_y}{f_c})$ |
| | $f_c > 0.14 f_c' + f_y$ $f_c > 70 \text{ MPa}$ | Máx. de $(\frac{h}{6}, \frac{h}{8}, \frac{f_y}{f_c})$ |
| s_u para espaldas de núcleo circulares | $f_c \leq 0.14 f_c' + f_y$ $f_c \leq 70 \text{ MPa}$ | Máx. de $(\frac{h}{6}, \frac{h}{8}, \frac{f_y}{f_c})$ |
| | $f_c > 0.14 f_c' + f_y$ $f_c > 70 \text{ MPa}$ | Máx. de $(\frac{h}{6}, \frac{h}{8}, \frac{f_y}{f_c})$ |

$$A_{sh1} = 0.3 * \frac{s * h'' * f_c'}{f_y} * \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right)$$

$$A_{sh2} = 0.09 * \frac{s * h'' * f_c'}{f_y}$$

Ramas largas

| | | | |
|------------------------------|------|------|------------------------------------|
| h'' | 42 | 42 | cm |
| Área de la sección (A_g) | 2500 | 2500 | cm ² |
| Área confinada (A_c) | 1764 | 1764 | cm ² |
| A_{sh1} | 3.5 | 3.5 | cm ² ACI318-19 18.7.5.4 |
| A_{sh2} | 2.5 | 2.5 | cm ² ACI318-19 18.7.5.4 |
| A_v | 3.5 | 3.5 | cm ² |

| | | | | | | |
|------------|----------------------------|------|-----------------|----|---|---------|
| Cabezal #1 | Acero transversal colocado | 4 | ϕ | 12 | @ | 10.0 cm |
| | Acero colocado | 4.52 | cm ² | OK | | |
| Cabezal #2 | Acero transversal colocado | 4 | ϕ | 12 | @ | 10.0 cm |
| | Acero colocado | 4.52 | cm ² | OK | | |

$$s \leq (12, 6\phi)$$

1.8. ESPACIAMIENTO VERTICAL

En la columna

Ramas cortas

| Cabezal | 1 | 2 | |
|---------------------------------------|------|------|----|
| Espaciamiento vertical real (h_x) | 12.0 | 12.0 | cm |
| Condición ($35 \text{ cm}, 2/3 b$) | OK | OK | - |

$$h_x \leq (35 \text{ cm}, \frac{2}{3} b)$$

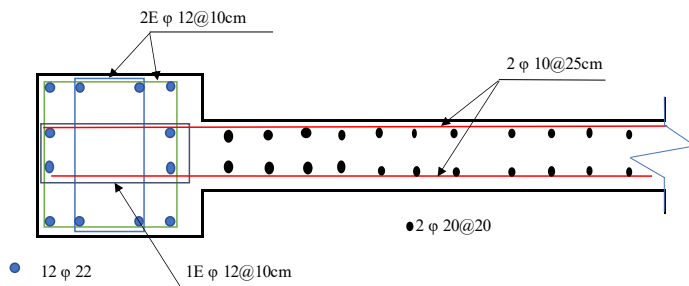
Ramas largas

| Cabezal | 1 | 2 | |
|---------------------------------------|------|------|----|
| Espaciamiento vertical real (h_x) | 12.0 | 12.0 | cm |
| Condición ($35 \text{ cm}, 2/3 b$) | OK | OK | - |

$h_x =$ espaciamento máximo, medido centro a centro, entre barras longitudinales soportadas lateralmente por esquinas de ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento alrededor del perímetro de una columna o elemento de borde de un muro, mm

$$h_x \leq (35 \text{ cm}, \frac{2}{3} b)$$

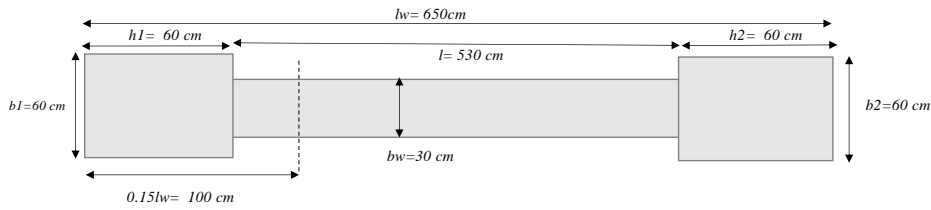
ARMADO- VISTA EN PLANTA



- Edificación 3: 18 Niveles

DISEÑO DE MUROS- EDIFICACIÓN TIPO 3

| | | |
|---|------|-------------------------------|
| 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 ACI318-19 Tabla 20.5.1.3.1 |
| Número de pisos | 18 | - |
| Altura total H | 54 | m |
| longitud horizontal (lw) | 6.5 | m |
| Espesor del alma (b_w) | 0.3 | m |
| Ancho cabezal 1 (b_1) | 60 | cm |
| Alto cabezal 1 (h_1) | 60 | cm |
| Ancho cabezal 2 (b_2) | 60 | cm |
| Alto cabezal 2 (h_2) | 60 | cm |



Cálculo de Inercia I

| | B | H | Área | D | D ² | A*D ² | Io | Io+AD ² |
|----|------|------|------|------|----------------|------------------|------|--------------------|
| A1 | 0.60 | 0.60 | 0.36 | 2.95 | 8.70 | 3.13 | 0.01 | 3.14 |
| A2 | 0.30 | 5.30 | 1.59 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 3.72 | 3.72 |
| A3 | 0.60 | 0.60 | 0.36 | 2.95 | 8.70 | 3.13 | 0.01 | 3.14 |

| | | |
|---------------|-------|----------------|
| Σ Área | 2.31 | m ² |
| Inercia Y | 10.01 | m ⁴ |
| Y | 3.25 | m |

1.2 ACERO MÍNIMO

En 0.15 lw

| | | |
|-----------------------------------|--------|---------------------------|
| hw/lw | 8.31 | OK |
| 0.15 lw | 1.0 | m |
| Cuantía mínima (flexo compresión) | 0.637% | % ACI318-19 18.10.2.4 (a) |
| As min | 30.6 | cm ² |
| As min | 30.6 | cm ² |

$$\rho_{min} = 1.6 * \frac{\sqrt{f'c}}{f_y}$$

| | | | |
|---------------------------|-------|-----------------|----|
| Acero colocado en cabezal | 12 | ϕ | 25 |
| Acero colocado en alma | 2 | ϕ | 22 |
| Acero colocado | 66.51 | cm ² | OK |

En el alma

| | | | |
|---------------------------|--------|----------------------------------|---------------------|
| Cuantía mínima | 0.0025 | - | ACI318-19 18.10.2.1 |
| Acero colocado en cabezal | 2 | ϕ | 22 @ 40 cm |
| Acero colocado | 0.0063 | cm ² /cm ² | OK |

1.3 FLEXOCOMPRESIÓN

Factor de reducción de resistencia a flexión **0.9**

Solicitaciones

| | P [T] | M [Tm] | V [T] |
|---|-------|--------|-------|
| D | 893 | 0 | 0 |
| L | 176 | 0 | 0 |
| S | 0 | 4506 | 258 |

| Combinaciones | P [T] | M [Tm] | V [T] | σ Max | σ Min |
|---------------|-------|--------|----------------|--------------|--------------|
| 1.4D | 1250 | 0 | 0 | 541 | 541 |
| 1.2D+1.6L | 1354 | 0 | 0 | 586 | 586 |
| 1.2D+L+S | 1248 | 4506 | 258 | 2003 | -923 |
| 1.2D+L+S | 1248 | 4506 | 258 | 2003 | -923 |
| 0.9D+S | 804 | 4506 | 258 | 1811 | -1115 |
| 0.9D-S | 803 | 4506 | 258 | 2003 | -923 |
| | | | σ_{MAX} | 2003 | |
| | | | σ_{MIN} | -1115 | |

267

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

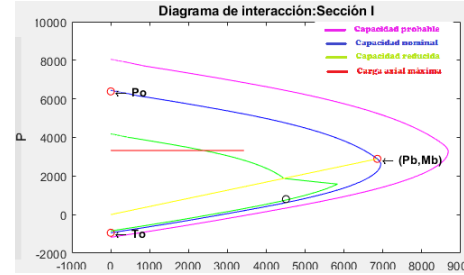
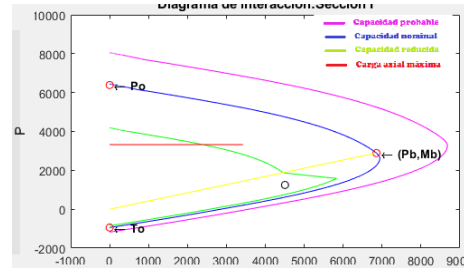
Combinación 1: 1.2D+L+S

| | | | |
|--------------------------------------|------|----|-------------------------------------|
| P_u | 1248 | T | |
| M_u | 4506 | Tm | |
| Profundidad al eje Neutro (c) | 192 | cm | Obtener del diagrama de interacción |
| ϕP_n | 1244 | T | ϕP_n mas cercano a P_u |
| ϕM_n | 5401 | Tm | Obtener del diagrama de interacción |
| M_n | 6001 | Tm | |
| M_{pr} | 6901 | Tm | |

Combinación 2: 0.9D+S

| | | | |
|--------------------------------------|------|----|-------------------------------------|
| P_u | 804 | T | |
| M_u | 4506 | Tm | |
| Profundidad al eje Neutro (c) | 129 | cm | Obtener del diagrama de interacción |
| ϕP_n | 799 | T | ϕP_n mas cercano a P_u |
| ϕM_n | 4597 | Tm | Obtener del diagrama de interacción |
| M_n | 5107 | Tm | |
| M_{pr} | 5873 | Tm | |

OK, la sección cumple.



1.4 DISEÑO A CORTE

| | | |
|-------------------------------------|-----|---|
| V_u de la Combinación 1: 1.2D+L+S | 258 | T |
| V_u de la Combinación 2: 0.9D+S | 258 | T |

Fuerza cortante de diseño (V_e)

| | | | |
|---|------|---|------------------|
| Factor de reducción de resistencia a corte $\Omega_r * W_v$ | 0.75 | - | ACI318-19 21.2.1 |
| V_e | 258 | T | ACI318-19 18.3.1 |

18.10.3.1 La fuerza cortante de diseño V_e se debe calcular por medio de:
 $V_e = \Omega_r W_v \leq 3V_u$ (18.10.3.1)

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

| | | | |
|-------------------------------------|-----|----|---|
| Ancho mínimo del alma (b_w) | 12 | cm | Se asume "d" como b_w y se despeja b_w |
| Ancho del alma constructivo (b) | 30 | cm | Se verifica que el ancho asumido sea igual al ancho calculado |
| ϕV_n | 649 | T | |

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

18.10.4.4 Para todos los segmentos verticales de muro que compartan una fuerza lateral común, V_e no debe tomarse mayor que $0.86\sqrt{f'_c}A_{cv}$. Para cada uno de los segmentos verticales de muro individuales, V_e no debe tomarse mayor que $0.83\sqrt{f'_c}A_{cv}$, donde A_{cv} es el área de la sección de concreto del segmento vertical de muro individual bajo consideración.

OK

18.10.4.1 V_n debe calcularse por medio de:

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

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

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

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

| | | | |
|---|--------|---------------------|---------------------|
| Cuantía para acero transversal (ρ_s) | 0.0021 | - | ACI318-19 18.10.4.1 |
| Espaciamiento (s) | 30 | cm | |
| Acero a corte (A_v) | 1.88 | cm ² /cm | |
| Acero colocado | 2 | ϕ | 12 @ 30 cm |
| Acero colocado | 0.0025 | cm ² /cm | OK |

1.5 DISEÑO DE CABEZALES ESPECIALES

| | | | | |
|----------------------------|-----|--------------------|--|---|
| σ_{max} (formula 1) | 200 | kg/cm ² | $\sigma_{max} = \frac{P_u}{A} \pm \frac{M_u * y}{I}$ | $\sigma_{max} = \frac{P_u}{A} \pm \frac{6 M_u}{b * (\ell_w)^2}$ |
| σ_{max} (formula 2) | 267 | kg/cm ² | | |
| $0.2 f_c$ | 56 | kg/cm ² | | |

ACI318-19 18.10.6.3

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 alfileras 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, sobrepase $0.2 f_c$. Los elementos especiales de borde pueden ser discontinuos 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 alfileras, debe usarse un ancho de ala efectiva como se define en 18.10.5.2.

Requiere Cabezales

1.6 PROPIEDADES DE LOS CABEZALES

a) Longitud $> (c - 0.1b_w, c/2)$

ACI 18.10.6.4

| | | | |
|---|-----|----|--|
| C_{max} | 192 | cm | En muros con $h_w/\ell_w < 2$, no se requiere esta condición debido a que no se agota a flexión |
| $C - 0.1 * b_w$ | 127 | cm | |
| C/2 | 96 | cm | |
| Longitud a confinar (longitud de elemento de borde) | 130 | cm | |

b) Ancho mínimo en lo largo

ACI 18.10.6.4

$$b \geq \frac{h}{16}$$

OK

c) Ancho mínimo (Para muros largos)

ACI 18.10.6.4

OK

$$b \geq 30 \text{ cm}$$

(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 $c - 0.1\ell_w$ 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 $h_w/\ell_w \geq 2.0$ 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 $c/\ell_w \geq 3/8$, 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

1.7. REFUERZO TRANSVERSAL EN EL CABEZAL

En la columna

| | | | |
|------------------|----|----|--|
| Cabezal | 1 | 2 | |
| Espaciamento (s) | 10 | 10 | $s \leq (\frac{b}{3}, \frac{h}{3}, 6\phi, 10)$ |
| Espaciamento (s) | 10 | 10 | |

Ramas cortas

| | | | |
|-------------------------|------|------|------------------------------------|
| h'' | 52 | 52 | cm |
| Área de la sección (Ag) | 3600 | 3600 | cm ² |
| Área confinada (Ac) | 2704 | 2704 | cm ² |
| Ash ₁ | 3.45 | 3.45 | cm ² ACI318-19 18.7.5.4 |
| Ash ₂ | 3.12 | 3.12 | cm ² ACI318-19 18.7.5.4 |
| Av | 3.4 | 3.4 | cm ² |

| | | | | | | |
|------------|----------------------------|------|-----------------|----|---|---------|
| Cabezal #1 | Acero transversal colocado | 4 | φ | 12 | @ | 10.0 cm |
| | Acero colocado | 4.52 | cm ² | OK | | |

| | | | | | | |
|------------|----------------------------|------|-----------------|----|---|---------|
| Cabezal #2 | Acero transversal colocado | 4 | φ | 12 | @ | 10.0 cm |
| | Acero colocado | 4.52 | cm ² | OK | | |

Ramas largas

| | | | |
|-------------------------|------|------|------------------------------------|
| h'' | 52 | 52 | cm |
| Área de la sección (Ag) | 3600 | 3600 | cm ² |
| Área confinada (Ac) | 2704 | 2704 | cm ² |
| Ash ₁ | 3.4 | 3.4 | cm ² ACI318-19 18.7.5.4 |
| Ash ₂ | 3.1 | 3.1 | cm ² ACI318-19 18.7.5.4 |
| Av | 3.4 | 3.4 | cm ² |

| | | | | | | |
|------------|----------------------------|------|-----------------|----|---|---------|
| Cabezal #1 | Acero transversal colocado | 4 | φ | 12 | @ | 10.0 cm |
| | Acero colocado | 4.52 | cm ² | OK | | |

| | | | | | | |
|------------|----------------------------|------|-----------------|----|---|---------|
| Cabezal #2 | Acero transversal colocado | 4 | φ | 12 | @ | 10.0 cm |
| | Acero colocado | 4.52 | cm ² | OK | | |

En el alma

| | | | |
|------------------|----|----|----------------------|
| Espaciamento (s) | 12 | cm | $s \leq (12, 6\phi)$ |
|------------------|----|----|----------------------|

Ramas cortas

| | | | |
|-------------------------|------|-----------------|--------------------|
| h'' | 62 | cm | |
| Área de la sección (Ag) | 2100 | cm ² | |
| Área confinada (Ac) | 1364 | cm ² | |
| Ash ₁ | 8.03 | cm ² | ACI318-19 18.7.5.4 |
| Ash ₂ | 4.46 | cm ² | |
| Av | 8.03 | cm ² | |

| | | | | | |
|----------------------------|------|-----------------|----|---|---------|
| Acero transversal colocado | 6 | φ | 14 | @ | 12.0 cm |
| Acero colocado | 9.24 | cm ² | OK | | |

Ramas largas

| | | | |
|-------------------------|------|-----------------|--------------------|
| h'' | 22 | cm | |
| Área de la sección (Ag) | 2100 | cm ² | |
| Área confinada (Ac) | 1364 | cm ² | |
| Ash ₁ | 2.85 | cm ² | ACI318-19 18.7.5.4 |
| Ash ₂ | 1.58 | cm ² | |
| Av | 2.85 | cm ² | |

| | | | | | |
|----------------------------|------|-----------------|----|---|---------|
| Acero transversal colocado | 2 | φ | 14 | @ | 12.0 cm |
| Acero colocado | 3.08 | cm ² | OK | | |

Tabla 18.7.5.4 – Refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales resistentes a momento

| Refuerzo transversal | Condición | Expresiones aplicadas |
|--|---------------------------|--|
| s_u/f_u para columnas con núcleo confinado | $f_c \leq 30 \text{ MPa}$ | Máx. de $(\frac{h}{6}, \frac{h}{12}, \frac{f_c}{4})$ |
| | $f_c > 30 \text{ MPa}$ | Máx. de $(\frac{h}{6}, \frac{h}{12}, \frac{f_c}{4}, \frac{f_c}{100})$ |
| s_u para columnas con núcleo confinado | $f_c \leq 30 \text{ MPa}$ | $0.07 \frac{A_c}{A_g} \frac{f_c}{f_y}$ |
| | $f_c > 30 \text{ MPa}$ | $0.07 \frac{A_c}{A_g} \frac{f_c}{f_y}$ |
| s_u para columnas con núcleo confinado | $f_c \leq 30 \text{ MPa}$ | Máx. de $(\frac{h}{6}, \frac{h}{12}, \frac{f_c}{4}, \frac{f_c}{100})$ |
| | $f_c > 30 \text{ MPa}$ | Máx. de $(\frac{h}{6}, \frac{h}{12}, \frac{f_c}{4}, \frac{f_c}{100}, \frac{f_c}{100})$ |

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

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

1.8. ESPACIAMIENTO VERTICAL

En la columna

Ramas cortas

| | Cabezal | 1 | 2 |
|---------------------------------------|---------|----|----|
| Espaciamiento vertical real (h_x) | | 15 | 15 |
| Condición ($35 \text{ cm}, 2/3 b$) | | OK | OK |

$$h_x \leq (35 \text{ cm}, \frac{2}{3} b)$$

h_x = espaciamiento máximo, medido centro a centro, entre barras longitudinales soportadas lateralmente por esquinas de ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento alrededor del perímetro de una columna o elemento de borde de un muro, mm

Ramas largas

| | Cabezal | 1 | 2 |
|---------------------------------------|---------|----|----|
| Espaciamiento vertical real (h_x) | | 15 | 15 |
| Condición ($35 \text{ cm}, 2/3 b$) | | OK | OK |

cm
-

En el alma

Ramas cortas

| | | |
|---------------------------------------|------|----|
| Espaciamiento vertical real (h_x) | 12.4 | cm |
| Condición ($35 \text{ cm}, 2/3 b$) | OK | - |

$$h_x \leq (35 \text{ cm}, \frac{2}{3} b)$$

Ramas largas

| | | |
|---------------------------------------|------|----|
| Espaciamiento vertical real (h_x) | 16.0 | cm |
| Condición ($35 \text{ cm}, 2/3 b$) | OK | - |

cm
-

ARMADO- VISTA EN PLANTA

