

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y AMBIENTAL

**APLICACIÓN DEL DDBD (DIRECT DISPLACEMENT BASE
DESIGN) Y COMPARACIÓN CON EL FBD (FORCE BASED
DESIGN) EN ESTRUCTURAS REGULARES**

**ESTRUCTURAS DUALES DE MUROS Y PÓRTICOS DE
HORMIGÓN ARMADO (DE 5 A 20 PISOS)**

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

MARIA PAOLA URRUTIA GARCÉS

maria.urrutia@epn.edu.ec

DIRECTOR: DIEGO ANDRES SOSA CAIZA

diego.sosac@epn.edu.ec

DMQ, marzo 2023

CERTIFICACIONES

Yo, María Paola Urrutia Garcés 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.



MARIA PAOLA URRUTIA GARCES

Certifico que el presente trabajo de integración curricular fue desarrollado por María Paola Urrutia Garcés, bajo mi supervisión.



DIEGO ANDRES 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.

MARÍA PAOLA URRUTIA GARCÉS

DIEGO ANDRÉS SOSA CAIZA

DEDICATORIA

Dedicado con mucho amor a mis padres, Mirian y Antonio, por su apoyo, presencia y aliento en todos y cada uno de los aspectos de mi vida. Han sido parte fundamental para la culminación de esta meta.

A mi hermana Mily, por ser mi motivación y compañía en este largo proceso.

A mi hermana Fernanda y a mi abuelita Lucila, que desde el cielo me han colmado de bendiciones y han velado por mí a lo largo de mi vida, y a pesar de no poder acompañarme en este gran momento sé que desde donde quiera que estén se sienten orgullosas de este logro.

María Paola Urrutia

AGRADECIMIENTO

Este logro se lo agradezco infinitamente a mis padres, Mirian y Antonio, porque han formado con sus valores y principios la persona que soy ahora, me han apoyado en cada uno de los momentos de mi vida, buenos y malos. Por el esfuerzo y confianza que han puesto en mí para que yo pueda realizar mis estudios en otra ciudad. Sin su apoyo, cariño y motivación no hubiera podido alcanzar esta meta.

A mi hermana Mily, porque llegó a ser mi compañera y se convirtió además en mi motivación para superarme día a día. Por su cariño durante todos estos años juntas.

A Paula, porque la distancia no ha podido separarnos y de alguna manera ha estado presente en los momentos buenos y malos desde el inicio de nuestra amistad. Por escucharme, motivarme y aconsejarme siempre que lo he necesitado. Por su presencia y compañía durante este difícil camino.

A Vanesa, mi compañera y amiga, por ser un complemento y apoyo en cada uno de los peldaños que hemos tenido que alcanzar durante la etapa universitaria. Siempre recordaré con cariño y nostalgia los días, noches y madrugadas realizando juntas este y muchos trabajos más.

A Valentina, que a pesar de no estar juntas desde el inicio de nuestra carrera universitaria, hemos podido compartir grandes momentos juntas. Por llegar a mi vida a darme alegrías e importantes consejos y enseñanzas.

Agradezco también a mis amigos Sebastián, Alejandro, José, Diana, Carolina, Germán, Evelyn y Karlytha porque han aparecido a lo largo del camino para llenar mi vida de gratas experiencias y anécdotas que recordaré con mucho cariño. Espero seguir compartiendo muchos momentos más junto a ustedes.

A SEDICA, sus socios, Galo Serrano y Edison Diaz, por la confianza brindada al abrirme sus puertas para iniciar mi carrera profesional. Por enseñarme que el trabajo en equipo es la clave del éxito.

Finalmente, quiero agradecer a la Escuela Politécnica Nacional y sus docentes, por su dedicación al compartir importantes conocimientos dentro de sus aulas, y sobre todo a mi tutor, el Ing. Diego Sosa, por su asesoramiento y motivación para poder culminar con éxito esta meta.

María Paola Urrutia

INDICE DE CONTENIDO

CERTIFICACIONES.....	I
DECLARACIÓN DE AUTORÍA.....	II
DEDICATORIA.....	III
AGRADECIMIENTO.....	IV
INDICE DE CONTENIDO.....	V
RESUMEN	VII
ABSTRACT	VIII
1 DESCRIPCIÓN DEL COMPONENTE DESARROLLADO	1
1.1 Objetivo general	2
1.2 Objetivos específicos	2
1.3 Alcance	2
1.4 Marco teórico	3
2 METODOLOGÍA	12
DISEÑO BASADO EN FUERZAS (FBD)	15
DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS (DDBD)	30
3 RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	52
3.1 Resultados	52
3.2 Conclusiones.....	66
3.3 Recomendaciones.....	68
4 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	68
1 ANEXOS.....	69
ANEXO I	69
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA	69
ANEXO II	70
FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA	70
ANEXO III	71
BLOQUE DE COMPRESIÓN DE WHITNEY	71
ANEXO IV	73
PARÁMETROS PARA LA ESTIMACIÓN DE CARGAS SÍSMICAS.....	73
ANEXO V	76
ESTIMACIONES SIMPLIFICADAS DE CURVATURA PARA DIFERENTES SECCIONES.....	76

ANEXO VI	77
APLICACIÓN DE FACTOR DE ESCALAMIENTO	77
ANEXO VII	78
CASOS ESPECIALES	78
ANEXO VIII CÁLCULO DE MOMENTOS EN VIGAS POR CARGAS GRAVITACIONALES	80
ANEXO IX	82
FACTOR DE REDUCCIÓN DE CARGA SÍSMICA DE DISEÑO	82
ANEXO X	83
CÁLCULO DE DERIVAS	83
ANEXO XII	84
EJEMPLO DE DISEÑO POR FBD	84
ANEXO XIII	93
EJEMPLO DE DISEÑO POR DDBD	93

RESUMEN

El presente trabajo de integración curricular pretende realizar una comparación entre el método de diseño basado en fuerzas FBD (Force Based Design), y el método de diseño basado en desplazamientos DDBD (Direct Displacement Base Design), aplicado a estructuras duales de muros y pórticos de hormigón armado.

La finalidad de este proyecto es mostrar las falencias del método de diseño basado en fuerzas y las diferencias que presenta en comparación al diseño basado en desplazamientos, tanto en procedimiento de diseño estructural como en resultados de cortante basal, acciones externas aplicadas a la estructura, derivas, desplazamientos, secciones finales de los elementos estructurales y acero de refuerzo requerido.

Para poder realizar un análisis comparativo detallado se presenta el proceso del diseño estructural mediante cada una de las metodologías, que puede ser aplicado en geometrías típicas de estructuras de 5 a 20 pisos.

PALABRAS CLAVE: Diseño, FBD, DDBD, sismo.

ABSTRACT

The purpose of this curricular integration work is to make a comparison between the force-based design method FBD (Force Based Design) and the displacement-based design method DDBD (Direct Displacement Base Design), applied to dual reinforced concrete wall and portal frame structures.

The purpose of this project is to show the shortcomings of the force-based design method and the differences it presents in comparison to displacement-based design, both in structural design procedure and in results of shear base, external actions applied to the structure, drifts, displacements, end sections of structural elements and required reinforcing steel.

In order to carry out a detailed comparative analysis, the structural design process using each methodology is presented, which can be applied to typical geometries of structures from 5 to 20 stories.

KEYWORDS: Design, FBD, DDBD, seism.

1 DESCRIPCIÓN DEL COMPONENTE DESARROLLADO

Se desarrollará el diseño de tres diferentes estructuras duales de muros y pórticos de hormigón armado por dos métodos que constan dentro de la Normativa Ecuatoriana de la Construcción, la cual establece a la metodología FBD de uso obligatorio y la metodología DDBD de uso opcional. En ambos casos se estudiarán tres geometrías de diferentes niveles; seis, doce y dieciocho pisos. Para cada una de las estructuras se utilizará como constante las mismas características de los materiales, tanto para hormigón como para el acero de refuerzo.

Con el diseño de cada una de las estructuras mediante el método de fuerzas se obtienen las dimensiones de secciones de vigas, columnas y muros y posteriormente al acero de refuerzo longitudinal y transversal que garanticen un diseño por capacidad ante las acciones producidas por cargas sísmicas.

Un problema fundamental con el diseño basado en fuerzas es la selección de la rigidez apropiada de los miembros, pues se debe hacer suposiciones sobre los tamaños de los elementos antes de determinar las fuerzas sísmicas. Partiendo de las secciones calculadas como pre-dimensionamiento se realiza el diseño por desplazamientos descrito por (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007) el cual plantea un procedimiento que consiste en convertir una estructura que tiene varios grados de libertad en un sistema equivalente de un grado de libertad mediante un perfil de desplazamientos de la estructura inicial, el cual esta determinado por un estado límite de desempeño que depende de la geometría de la estructura y de las propiedades de los materiales que la componen. Siempre y cuando estas no sobrepasen los límites establecidos por la normativa ecuatoriana que establece una deriva inelástica máxima de 0.02.

Se analiza la eficiencia y la capacidad de aplicación del método de estudio, así como sus ventajas y desventajas en cuanto al desarrollo de un diseño estructural basado en este, buscando proponer a la ingeniería estructural un método alternativo de diseño que garantiza la resistencia de la estructura ante cargas sísmicas al mismo tiempo que cumple los requerimientos de deriva máxima que propone el código. Así como, la propuesta inicial del porcentaje de fuerza cortante que absorbe los pórticos y los muros respectivamente, que permite conocer desde el inicio el cumplimiento de dualidad del sistema estructural, evitando así iteraciones que alargan el proceso de diseño.

1.1 Objetivo general

Realizar una comparación del procedimiento y resultados obtenidos entre el método de diseño basado en fuerzas FBD, y el método basado en desplazamientos DDBD aplicado en estructuras duales de muros y pórticos de hormigón armado con diferentes niveles de altura.

1.2 Objetivos específicos

1. Difundir y estudiar el proceso de diseño basado en desplazamientos para los elementos estructurales que componen la estructura de sistema dual.
2. Presentar y analizar los resultados con respecto a las solicitaciones de diseño sísmico obtenidas por ambas metodologías.
3. Comparar las dimensiones y el acero de refuerzo establecidos para vigas, columnas y muros, entre las metodologías de estudio para cada una de las estructuras con diferentes niveles.
4. Identificar las ventajas y desventajas de la metodología DDBD (Direct Displacement Base Design) con respecto a la metodología obligatoria considerada por la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC).
5. Comparar los resultados de cortante basal, cortante y momento en el muro, así como derivas y desplazamientos en cada una de las tipologías por cada uno de los métodos de diseño.

1.3 Alcance

Dentro del presente trabajo de integración curricular se abarca la elaboración de dos diseños sísmicos con diferente metodología, FBD (Force Based Design) y DDBD (Direct Displacement Base Design), con la finalidad de realizar un análisis comparativo de las solicitaciones de diseño de vigas, columnas y muros; y su influencia en el dimensionamiento de las secciones y colocación de acero de refuerzo para cumplir con el adecuado comportamiento sismorresistente.

Para poder realizar una comparación que tenga únicamente como variables la metodología de diseño y la configuración geométrica, se considerará un suelo Tipo B y $PGA=0.4g$ (Peak ground acceleration) como constantes, así como la resistencia a compresión del hormigón de 280 kg/cm^2 y un valor de 4200 kg/cm^2 para el esfuerzo de fluencia del acero.

Se consideran 3 estructuras duales de muros y pórticos de hormigón armado que tienen 3 vanos de 6 metros en cada dirección en su vista en plante, y en cuanto a altura tienen las siguientes especificaciones:

- 6 pisos
- 12 pisos
- 18 pisos

Además, se llevará a cabo una evaluación de las diferencias de cortante basal, cuantías de acero de refuerzo, derivas de diseño y perfil de desplazamientos en cada una de las estructuras diseñadas por las metodologías de estudio mencionadas.

1.4 Marco teórico

Las estructuras están sometidas a tensiones y desplazamientos durante los terremotos. Para los sistemas elásticos, están directamente relacionados por la rigidez del sistema, pero para las estructuras que no responden elásticamente, la relación es compleja y depende tanto del desplazamiento real como de la historia del desplazamiento durante la respuesta sísmica. Debido a factores históricos y a las conexiones con la forma en que diseñamos las acciones causadas por las cargas gravitatorias, el diseño estructural sísmico se ha basado tradicionalmente sobre todo en las fuerzas.

Aunque el diseño basado en fuerzas actual ha mejorado considerablemente en comparación con los procedimientos de diseño utilizados en años anteriores, existen muchos problemas fundamentales con el procedimiento, particularmente cuando se aplica a estructuras de hormigón armado.

La secuencia del proceso de diseño sísmico basado en fuerzas se resume a continuación con los siguientes pasos:

1. Se estima la geometría estructural, incluidos las dimensiones de los miembros
2. Las rigideces elásticas se estiman con base en aproximaciones preliminares de tamaño del miembro
3. Se calcula el periodo correspondiente al primer modo de vibración, en base a las rigideces supuestas de los elementos.
4. Estimación de fuerzas elásticas provenientes del espectro de aceleración

5. Selección del apropiado factor de reducción de fuerzas correspondiente la ductilidad de capacidad de la estructura
6. Cálculo de las fuerzas sísmicas
7. Análisis del comportamiento de la estructura bajo fuerzas sísmicas
8. Diseño estructural de las secciones
9. Cálculo y verificación de los desplazamientos

Si los desplazamientos calculados exceden los límites de desplazamiento especificados por el código se requiere un rediseño, es decir aumentando el tamaño de las secciones y se debería repetir desde el paso 3. Es un proceso iterativo extenso que puede llevar bastante tiempo para lograr un diseño estructural final.

En primer lugar, es importante considerar que diseño sísmico basado en el desempeño implica un gran número de consideraciones probabilísticas relacionadas con la variabilidad de la entrada sísmica, de las propiedades materiales, de las dimensiones, de las cargas de gravedad y de las consecuencias financieras, colapso o pérdida de uso después de un ataque sísmico, etc. Actualmente, la verificación del cumplimiento de los desplazamientos estructurales y derivas se realiza utilizando métodos aproximados y poco confiables al final del proceso de diseño. Mientras que, en DDBD, estos últimos son el punto de partida. El procedimiento de diseño determina la fuerza cortante base y la distribución de la fuerza en la estructura para lograr un desplazamiento, procedimiento opuesto al actual, donde la resistencia conduce a una estimación del desplazamiento.

Es necesario pasar de un diseño sísmico basado en fuerzas a uno basado en desplazamientos debido a las conjeturas de rigidez inicial necesarias en la primera opción, y la inconveniencia de usar estos valores de rigidez inicial para distribuir la fuerza lateral sísmica a través de la estructura.

El diseño sísmico tradicional se ha fundamentado en el espectro de aceleración elástica, pero trabajar a partir del espectro de desplazamiento requiere un paso menos de cálculo que trabajar a partir del espectro de aceleración, ya que la masa no es necesaria una vez calculado el periodo, pues usar el desplazamiento de respuesta en lugar de la aceleración de respuesta sería una base más lógica para el diseño de sistemas elásticos, así como sistemas inelásticos.

El diseño basado en fuerzas presenta varios problemas en varios tipos de estructuras, entre ellos están:

- La selección de la rigidez adecuada de los miembros, pues se deben hacer suposiciones sobre los tamaños de los miembros antes de determinar las fuerzas sísmicas de diseño y si los tamaños de los miembros se modifican con respecto a la suposición inicial, entonces las fuerzas de diseño calculadas ya no serán válidas.
 - Dado que las resistencias requeridas de los miembros son el producto final del diseño basado en fuerzas, la implicación es que se deben realizar iteraciones sucesivas antes de obtener una caracterización elástica adecuada de la estructura
 - La aproximación de igual desplazamiento no es apropiada, tanto para estructuras de período muy corto como de período muy largo, y también es de dudosa validez.
 - En estructuras con columnas desiguales a las pilas más cortas se les asignará un contenido de refuerzo de flexión mucho mayor que a las pilas más largas, como consecuencia asignar más resistencia a la flexión a los pilares cortos aumentará su rigidez elástica a la flexión con respecto a los pilares más largos con refuerzos más ligeros. La capacidad de desplazamiento de las columnas fuertemente reforzadas se reduce a medida que aumenta la relación de refuerzo longitudinal y, por lo tanto, el enfoque de diseño basado en fuerzas tenderá a reducir la capacidad de desplazamiento
 - En el diseño basado en fuerzas se tiene la suposición de que al aumentar la resistencia de una estructura se tiene un diseño más conservador y existen tres fallas en esa argumentación:
 1. La rigidez es dependiente de la resistencia
 2. No es válida la aproximación de "desplazamiento igual"
 3. Definir una capacidad de ductilidad única para un tipo estructural no es posible.
 - En edificios de muros estructurales con longitudes de muros desiguales, el diseño basado en fuerzas asume erróneamente que las paredes más cortas pueden ceder con el mismo desplazamiento que la pared más larga, y asigna la resistencia entre las paredes en proporción, por lo que, la fuerza se concentra innecesaria e imprudentemente en los elementos más rígidos, subutilizando los miembros más flexibles.
 - El diseño sísmico basado en fuerzas normalmente no tiene en cuenta las diferentes características histeréticas de los diferentes materiales y sistemas estructurales
- Las diferentes estructuras diseñadas según un enfoque basado en desplazamiento tendrán el mismo riesgo de daños, en lugar del riesgo variable asociado a los enfoques de diseño actuales, pues el objetivo es diseñar las estructuras de manera que alcancen un estado de deformación especificado bajo el sismo de nivel de diseño, en lugar de alcanzar un desplazamiento que sea inferior a un límite de desplazamiento especificado.
- Una de las herramientas más básicas para DDBD es el análisis momento-curvatura de secciones de hormigón armado y mampostería. Esto se utiliza para definir las resistencias

de la sección, las curvaturas de estado límite y también la rigidez elástica. Donde se realizan algunas suposiciones para el análisis de flexión. Se asume que el perfil de deformación es lineal en todas las etapas de la carga hasta la última, la deformación del acero y la del hormigón a una distancia determinada del eje neutro son idénticas, la tracción del hormigón la fuerza se ignora en el análisis debido a que la sección estará sujeta a carga inversa bajo un ataque sísmico; y, por último, la fuerza axial (si la hay) se aplica en el centroide de la sección.

El análisis de momento - curvatura normalmente se organiza de acuerdo con los siguientes pasos:

1. Dividir la sección en un número de cortes perpendiculares al eje de carga
2. Determinar el área de hormigón de cubierta no confinado, hormigón de núcleo confinado y acero de refuerzo en cada capa.
3. Seleccione una tensión de compresión de fibra extrema, comenzando con el valor más bajo.
4. Suponer una ubicación de eje neutral.
5. Calcular los esfuerzos del hormigón y del acero en el centro de cada capa.
6. Comprobar el equilibrio de la fuerza axial.
7. Modificar la posición del eje neutral
8. Calcular el momento y la curvatura.
9. Incrementar la tensión extrema de compresión de la fibra
10. Continuar incrementando la deformación extrema por compresión de la fibra hasta que se alcance la deformación última por compresión.

Para el análisis de momento curvatura se deben tener en cuenta las propiedades del concreto, de la mampostería y del acero. El hormigón confinado tiene una mayor resistencia a la compresión y, lo que es más importante, una mayor capacidad de deformación por compresión. Junto con el refuerzo longitudinal, el refuerzo transversal de espacio reducido actúa para restringir la expansión lateral del hormigón que acompaña al inicio del aplastamiento, manteniendo la integridad del hormigón del núcleo. Los estribos o espirales también actúan para evitar que el refuerzo longitudinal se pandee cuando se encuentra en compresión, lo que puede ocurrir después de que el refuerzo longitudinal se somete primero a una deformación por tensión inelástica bajo una dirección de carga sísmica. Los valores típicos para las tensiones y deformaciones características dependen del tipo y grado de refuerzo utilizado.

Las curvas de tensión - deformación para mampostería son similares a las de hormigón. Para la mampostería no confinada, la resistencia máxima a la compresión generalmente se alcanza con una deformación un poco más baja que para el concreto no confinado.

Por otra parte, es importante definir los límites de deformación para el análisis de momento-curvatura. El límite útil para la deformación por compresión del hormigón confinado generalmente se considera que ocurre cuando ocurre la fractura del refuerzo transversal que confina el núcleo. La deformación límite de compresión para el hormigón que corresponde al estado límite de servicio debe ser una estimación conservadora de la deformación en la que se inicia el desconchado, en donde por debajo de este límite de deformación no debería ser necesaria una reparación que sea compatible con los criterios de rendimiento para el estado límite de servicio.

Resistencia de diseño de materiales

En el cálculo de estructuras cargadas por gravedad, se asumen valores límite inferiores característicos para las resistencias de los materiales al determinar la resistencia nominal de las secciones, combinados con un factor de reducción de la resistencia, mientras que, en el caso del diseño sísmico, se prevé que, bajo el ataque sísmico de diseño, la capacidad de momento será significativamente menor que la demanda resultante de una respuesta totalmente elástica.

En consecuencia, se recomienda que no se utilicen los factores de reducción de resistencia y que se implemente las siguientes resistencias del material:

Hormigón

$$f'_{ce}=1.3f'_c$$

Ecuación 1. Resistencia a compresión esperada del hormigón (Priestley et al.,2007)

Acero

$$f_{ye}=1.1f_y$$

Ecuación 2. Esfuerzo de fluencia esperado del acero (Priestley et al.,2007)

PERFORMANCE BASED SEISMIC ENGINEERING (PBSE)

El PBSE es un conjunto de prácticas de ingeniería para el diseño, construcción, y mantenimiento de estructuras con el fin de alcanzar niveles de rendimiento predecibles en respuesta a niveles predeterminados de riesgo sísmico.

Contraste con procedimientos históricos

UBC/IBC/AASHTO

- Se enfocan principalmente en 1 estado límite, que por lo general es seguridad de vida.
- Son de naturaleza descriptiva, es decir, siguen una misma secuencia esperando que el diseño sea adecuado, lo cual genera un sesgo y falta de criterio.

PBSE

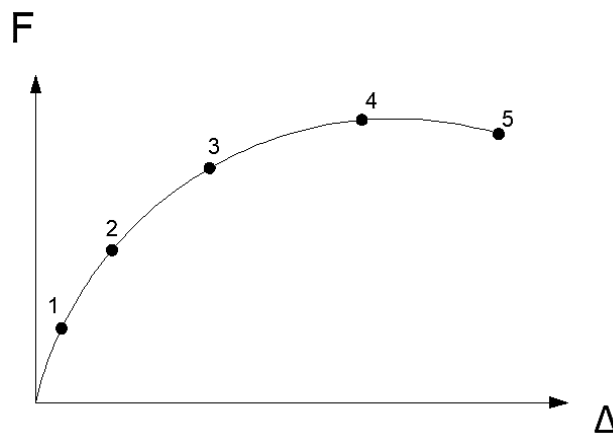
- Considera varios estados límites e intensidades de sismos.
- Sigue una secuencia lógica y justificable, además está en desarrollo continuo.

Aspectos principales del PBSE

1. Límites de desempeño bien definidos

Por ejemplo, en una columna de hormigón armado, la cual presenta un desplazamiento lateral producida por las fuerzas del sismo.

Figura 1. Representación de secuencia de eventos por fuerzas sísmicas en un elemento



Fuente: Paola Urrutia

Secuencia de eventos:

1. Fisuramiento
2. Primera fluencia del acero
3. Reparación requerida (Serviciabilidad)
4. Daño extenso (Control de daño)
5. Cercano al colapso

Tiene un comportamiento no lineal, en donde se observa que mientras mayor sea el desplazamiento mayor es el daño.

2. Peligro sísmico

Según métodos históricos:

UBC propone una intensidad de sismo que depende de la zona sísmica y del tipo de suelo. IBC propone un sismo que depende del tipo del suelo y una microzonificación.

Mientras que, en PBSE se propone múltiples peligros basados en el periodo de retorno, por ejemplo:

- Sismos frecuentes
- Sismos ocasionales
- Sismos raros
- Sismo máximo considerado

Si se considera un gran periodo de retorno, la zona de alta sismicidad y la zona de baja sismicidad tienen un alto valor de intensidad del sismo.

3. Diseño y análisis estructural

- PBSE no es compatible con métodos históricos, específicamente con el diseño basado en fuerzas FBD
- PBSE requiere procedimientos no lineales de análisis

Los métodos históricos se siguen utilizando, sin embargo, presentan varias deficiencias, las cuales son resueltas por el PBSE.

Ductilidad y Comportamiento no lineal

La ductilidad es capacidad que tiene una estructura para disipar energía y soportar deformaciones dentro del rango no lineal sin perder resistencia y rigidez

- **Medidas de ductilidad**

$$Ductilidad = \frac{Desplazamiento\ en\ mi\ punto\ de\ interés}{Desplazamiento\ de\ fluencia}$$

El punto de interés corresponde al estado límite elegido. Por ejemplo, la fluencia del acero, nivel de serviciabilidad, control de daño, daño cercano al colapso.

Existen diferentes formas de definir la ductilidad, por ejemplo:

- En función del material

- En función de la sección
- En función del desplazamiento

En edificios se habla de ductilidad debido a la deriva de piso

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

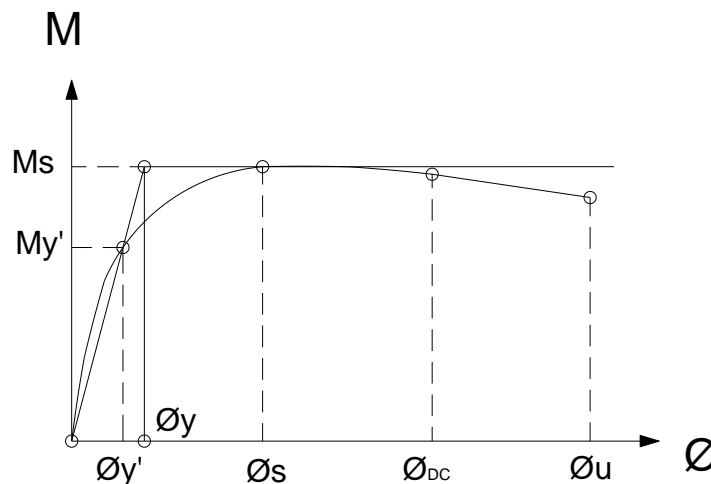
Ecuación 3. Ductilidad en función de la deriva (Priestley et al.,2007)

La ductilidad se puede determinar una vez definido el estado límite de interés que depende de diferentes parámetros, los cuales pueden ser desplazamiento, curvatura, deformación. Sin embargo, cada uno de esos debe dividirse para su correspondiente parámetro de fluencia.

Se calcula la curvatura y el momento para diferentes valores, entre los más importantes están:

- Curvatura y Momento cuando se produce la fisuración
- Curvatura y Momento en la primera fluencia
- Curvatura y Momento de serviciabilidad
- Curvatura y Momento de control de daño
- Curvatura y Momento cercana al colapso

Figura 2. Diagrama momento curvatura de una sección



Fuente: Paola Urrutia

Dentro de este análisis se asume que cuando la deformación del hormigón es 0.004, ocurre el momento de serviciabilidad, el cual será el momento nominal de la sección.

Debido a que es difícil obtener la gráfica exacta a mano, se realiza una simplificación que toma en cuenta el punto de primera fluencia y el de serviciabilidad, con los cuales se hace una bilinealización.

Es importante mencionar que en el método basado en desplazamientos se utiliza la curvatura de fluencia equivalente ϕ_y , cuyo valor se obtiene haciendo una relación de triángulos.

$$\phi_y = My \cdot \frac{\phi_{y'}}{My'}$$

Ecuación 4. Curvatura de fluencia de una sección

Ductilidad de curvatura

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

Ecuación 5. Ductilidad de curvatura (Priestley et al.,2007)

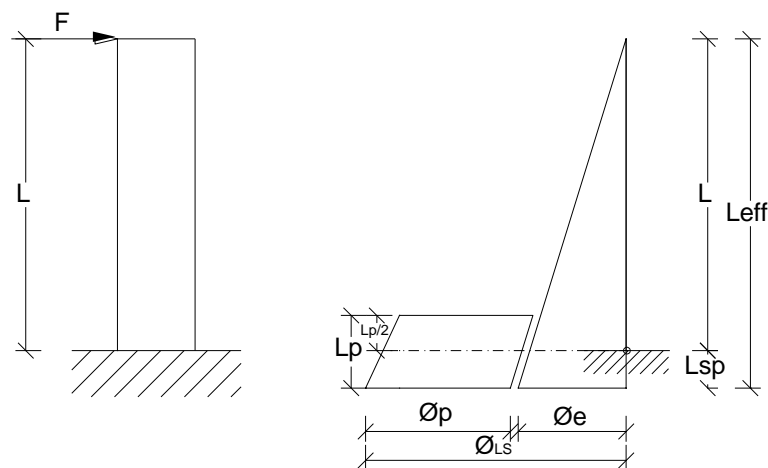
ϕ_{LS} : Curvatura para el estado límite definido

ϕ_y : Curvatura de la fluencia equivalente

Para un estado límite cualquiera (LS) se hace el análisis seccional descrito anteriormente. Para la curvatura de fluencia equivalente (ϕ_y) se puede usar una expresión simplificada que depende de la geometría de la sección analizada, las formulas para diferentes secciones se pueden encontrar en el Anexo V

La curva de capacidad de una estructura en volado como se muestra en la Figura 3 se puede encontrar aplicando el método de la rótula plástica

Figura 3. Representación del método de la rótula plástica



Fuente: Paola Urrutia

Donde,

Lsp: Longitud de penetración por deformación, y representa la consideración de la penetración de la columna hacia la cimentación que va a existir.

Lp: Longitud de la rótula plástica, sabiendo que en realidad no es posible su medición pues solamente es una representación o artificio matemático que se usa para poder simplificar el cálculo del desplazamiento de una curvatura no lineal.

ϕ_e : Curvatura elástica

Para el diagrama momento curvatura bilineal simplificado

$$\phi_e = \phi_y$$

ϕ_y : Curvatura equivalente

ϕ_{LS} : Curvatura de estado límite

$$\phi_{LS} = \phi_p + \phi_y$$

Ecuación 6. Curvatura del estado límite

2 METODOLOGÍA

2.1. Aspectos iniciales

Materiales

Hormigón

Para el desarrollo del presente documento se elige un hormigón de resistencia a la compresión igual a 280 kg/mc², que además cuentan con los siguientes valores:

Módulo de elasticidad, Ec: 18.30 GPa=1866146.85 t/m²

La Normativa Ecuatoriana de la construcción establece que para hormigones de densidad normal igual a 2400 kg/m³, el módulo de elasticidad del hormigón será calculado con la expresión de la siguiente forma:

$$Ec = 1.15^3 \sqrt{Ea} \cdot \sqrt{f'c}$$

Ecuación 7. Módulo de elasticidad según (NEC 2015)

Donde,

f'c= resistencia a la compresión del hormigón

E_a =módulo de elasticidad del agregado, cuyo valor se escoge en base a la NEC SE HM con un valor igual a 27.2 GPa.

Acero de refuerzo

Módulo de elasticidad del acero de refuerzo, $E_s=200.000$ MPa.

Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo, $f_y= 420$ MPa

Predimensionamiento de vigas

Para obtener el tamaño preliminar de las vigas se utiliza lo establecido en el Capítulo 9 de la ACI 318 2019, en el cual se indica que para vigas no preesforzadas la altura total de la viga debe ser mayor o igual que los límites dados en la siguiente tabla

Tabla 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	$l/8$

Fuente: ACI 318-19, 2019

Por otro lado, las vigas deben cumplir con los siguientes límites dimensionales, los cuales se establecen tanto en la ACI 318 2019 18.6.2.1 y en la NEC 2015 SE-HM 4.2.1:

- La luz libre debe ser mayor que 4 veces el peralte efectivo.
- El ancho b de la viga debe ser al menos igual al menor entre el 30% de la altura establecida y 25 cm.

Pre-dimensionamiento de columnas

Como primer paso para realizar el pre-dimensionamiento de columnas se debe calcular el área cooperante de las columnas, de tal manera que se pueda obtener un valor aproximado de la carga acumulada que recibirá cada una de ellas, la cual comprende la carga permanente, carga muerta correspondiente a las vigas y columnas, y carga viva para la cual se debe aplicar los factores de reducción establecidos en la sección 3.2.2 de la NEC 15-SE-CG en caso de ser posible.

Para establecer la compresión máxima que soporta el elemento, se ha usado la siguiente ecuación.

$$P_o = 0.85f'_c * A_g + \rho * A_g * f_y$$

Ecuación 8. Resistencia a carga axial de la columna

Donde,

Ag: área geométrica de la sección

ρ : cuantía de acero que se usará en la sección, la cual debe estar en el rango de 1% al 3% en base a la norma NEC-SE-HE en el numeral 4.3.3.

Además, se debe cumplir con las condiciones de dimensionamiento que establece la ACI 318 2019 en el Capítulo 18 en el cual se menciona lo siguiente:

- La menor dimensión de la sección transversal debe ser de al menos 30 cm
- La relación entre el lado menor y la dimensión perpendicular de la sección transversal debe ser al menos 0.4.

Predimensionamiento de muros

Tabla 2. Condición de muro dependiendo de sus dimensiones

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: ACI 318-19, 2019

Donde,

hw: altura total del muro

lw: longitud horizontal del muro

bw: espesor del alma del segmento del muro

Dentro de los límites de diseño también se define un espesor mínimo en base a la siguiente tabla establecida por la ACI 318 2019

Tabla 3. Espesor mínimo de muros

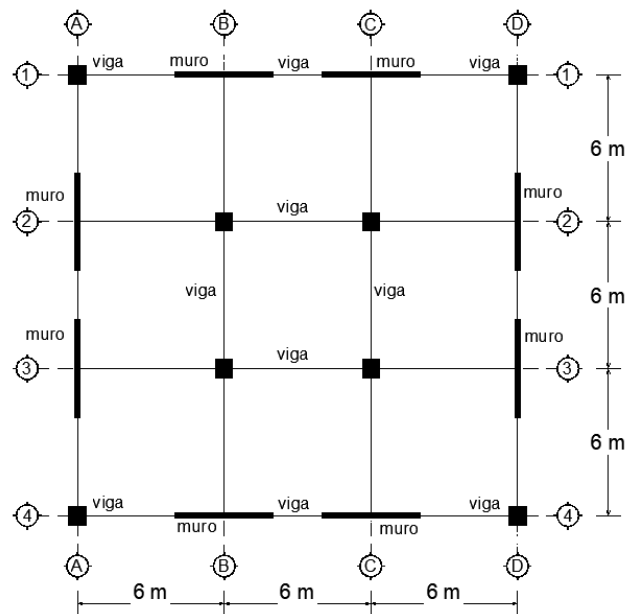
Tipo de muro	Espesor mínimo del muro, h		
De carga ^[1]	El mayor de:	100 mm	(a)
		1/25 de la menor entre la altura y la longitud no apoyadas	(b)
No portante	El mayor de:	100 mm	(c)
		1/30 de la menor entre la altura y la longitud no apoyadas	(d)
Exteriores de sótanos y cimentaciones ^[1]	190 mm		(e)

Fuente: ACI 318-19, 2019

DISEÑO BASADO EN FUERZAS (FBD)

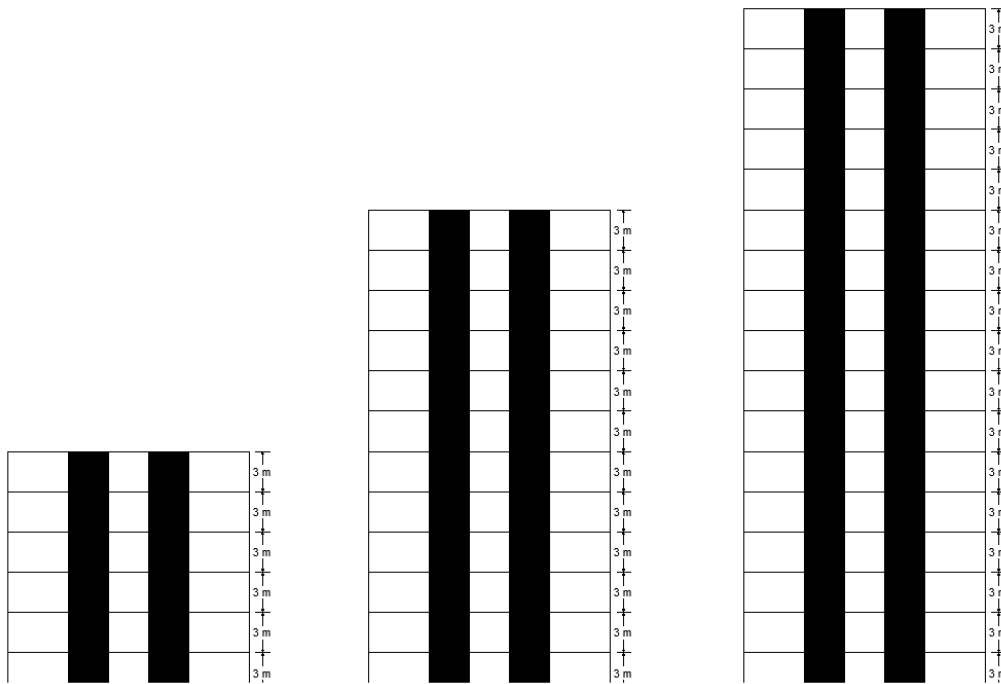
La distribución de elementos en planta es igual para las tres geometrías como se presenta en la siguiente figura:

Figura 4. Vista en planta de las geometrías de estudio



Fuente: Paola Urrutia

Figura 5. Vista en elevación de las geometrías de estudio



Fuente: Paola Urrutia

Cargas

Para el diseño de los elementos se debe tomar en cuenta las cargas para las cuales será diseñada la estructura, las cuales se establecen en la normativa ecuatoriana NEC.

- Cargas permanentes: Comprende el peso de elementos estructurales y no estructurales.
- Cargas variables: sobrecarga correspondiente a la ocupación que se le dé a la estructura.
- Cargas accidentales: son las cargas laterales producidas por el sismo.

Se debe garantizar un diseño en el cual las edificaciones soporten una serie de combinaciones que toman en cuenta las caras mencionadas. Estas combinaciones toman en cuenta la probabilidad de ocurrencia de los diferentes escenarios en la presencia de cargas permanentes, variables y accidentales.

- Combinación 1: $1.4D$
- Combinación 2: $1.2D+1.6L + 0.5\max[Lr; S ; R]$
- Combinación 3: $1.2 D + 1.6 \max[Lr; S ; R]+ \max[L ; 0.5W]$

- Combinación 4: 1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 max[Lr; S ; R]
- Combinación 5: 1.2D ± E+L+0.2S
- Combinación 6: 0.9D± W
- Combinación 7: 0.9D± E

Diseño de vigas

Diseño a flexión

Todas las vigas deben cumplir una condición de resistencia especificada en la ACI 318 219 Sección 9.5.1.1 donde se indica la resistencia reducida en todas las secciones debe ser mayor o igual a la resistencia última de diseño, la cual corresponderá al valor de la combinación más crítica, es decir:

$$\phi M_n \geq M_u$$

Ecuación 9. Condición de resistencia

Donde,

ϕ : factor de reducción de resistencia

M_n: Resistencia nominal

M_u: Resistencia última de diseño

Con el propósito de tomar en cuenta las inexactitudes en las ecuaciones de diseño, la probabilidad de existencia de miembros con baja resistencia, reflejar la ductilidad disponible y la confiabilidad requerida para el elemento sometido a los efectos de carga en consideración, se debe aplicar un factor de reducción de resistencia que debe cumplir con la Tabla 21.2.1 de la ACI 318 2019, en la cual se observa que para este caso se utiliza un factor de 0.9

Resistencia nominal

Es la resistencia de un elemento o de una sección transversal calculada con los requisitos o hipótesis del método de diseño por resistencia LRFD. Se alcanza cuando la deformación unitaria en la fibra extrema en compresión es igual al límite de deformación unitaria supuesto de 0.003, es decir, en condición balanceada. Esta resistencia se calcula en base a la sección 22.2 de la ACI 318 19, con la siguiente fórmula:

$$Mn = As \cdot fy \left(d - \frac{As \cdot fy}{1.7f'c \cdot b} \right)$$

Ecuación 10. Resistencia nominal de un elemento (ACI 318-19, 2019)

Donde,

As=Área del acero colocado

d=peralte efectivo de la sección transversal de la viga

b=ancho de la viga

Límites de refuerzo longitudinal

El acero que se coloque en el armado de las vigas debe cumplir con un refuerzo mínimo, con la intención de que la resistencia a flexión exceda la resistencia de fisuración con un margen apropiado para lograr que la viga sea capaz de sostener carga, de acuerdo con ACI 318 19 en la sección 9.6.1.2 donde indica que debe ser el mayor entre las siguientes fórmulas:

$$As_{min} = \frac{0.25\sqrt{f'c}}{fy} bw \cdot d$$

$$As_{min} = \frac{1.4}{fy} bw \cdot d$$

Ecuación 11. Límite mínimo para refuerzo longitudinal (ACI 318-19, 2019)

Acero máximo

El acero máximo debe ser menor al 50% de la cuantía en condición balanceada.

$$As_{max} = 0.5 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d$$

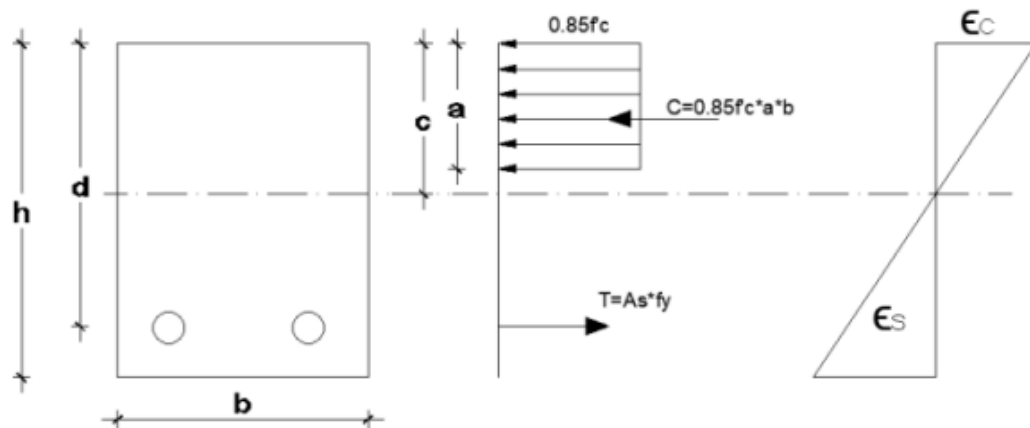
Ecuación 12. Límite máximo para refuerzo longitudinal (NEC, 2015)

La condición balanceada en una sección transversal se establece cuando el refuerzo a tracción alcanza la deformación unitaria correspondiente al límite de fluencia, que debe tomarse como 0.002, al mismo tiempo que el hormigón a compresión cuya deformación unitaria última es 0.003, como ya se mencionó anteriormente.

Se debe cumplir con la condición de equilibrio y compatibilidad de deformaciones, donde las deformaciones unitarias en el concreto y el refuerzo no pre-esforzado deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro. Además, se debe suponer

un esfuerzo de $0.85 f_c$ uniformemente distribuido en una zona de compresión equivalente según la sección 22.2.2.4.1 de la ACI-318-2019.

Figura 6. Bloque de compresión equivalente de Whitney



Fuente: Paola Urrutia

Donde,

c = distancia medida desde la fibra extrema en compresión al eje neutro

a =profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos

$$a = \beta_1 \cdot c$$

Ecuación 13. Profundidad del bloque de Whitney

Con el esquema de bloque de compresión equivalente de Whitney presentado, se realiza un equilibrio de compatibilidad de deformaciones y equilibrio de fuerzas internas, con lo que se obtiene la siguiente expresión para la cuantía en condición balanceada:

$$\rho_b = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{6300}{6300 + f_y} \right)$$

Ecuación 14. Cuantía de acero en condición balanceada

Requisitos de diseño sismo-resistentes

Para establecer las dimensiones finales y el armado de acero de las vigas, se deben tomar en cuenta requisitos que garanticen la resistencia ante cargas sísmicas

- a. Las vigas deben tener al menos dos barras continuas tanto en la cara superior como en la inferior, cuya cantidad de refuerzo no exceda el $As_{máx}$ ni sea menor al $As_{mín}$.

- b. La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo en la misma cara del nudo.
- c. La resistencia a momento positivo o negativo en cualquier sección a lo largo de la longitud del miembro deber ser mayor o igual a $\frac{1}{4}$ de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos,

Diseño a corte

La resistencia nominal a cortante se compone del aporte proporcionado por el hormigón y del aporte del acero colocado, es decir,

$$V_n = V_c + V_s$$

Ecuación 15. Resistencia nominal a corte

Donde,

V_c =resistencia nominal a cortante proporcionada por el hormigón

V_s = resistencia nominal a cortante proporcionada por el esfuerzo transversal

Para miembros no preesforzados sin fuerza axial, V_c debe calcularse de acuerdo con la sección 22.5.5.1 de la ACI 318, de la siguiente manera:

- Sistema SI (MPa)

$$V_c = 0.17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

Ecuación 15. Resistencia a corte sistema SI (ACI 318-19, 2019)

- Sistema MKS (kg/cm²)

$$V_c = 0.53 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

Ecuación 16. Resistencia a corte sistema MKS (ACI 318-19, 2019)

Donde,

$\lambda=1$ para hormigón de peso normal

Como se había mencionado anteriormente la resistencia nominal multiplicada por el factor de reducción de resistencia debe ser mayor o igual a la resistencia última de diseño, es

decir, $\phi V_n \geq V_u$, por lo que, debe colocarse una cantidad de refuerzo transversal tal que se cumpla la siguiente condición:

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi_c} - V_c$$

Ecuación 17. Condición de resistencia a corte

Donde,

ϕ_c = factor de reducción de resistencia por corte, el cual según la ACI 318 en la sección 12.5.3.2 debe ser 0.75

V_u = Resistencia última de diseño a cortante de la sección

El refuerzo a cortante debe ser calculado como:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

Ecuación 18. Resistencia nominal a cortante proporcionada por el esfuerzo transversal

Donde,

A_v =área de refuerzo transversal

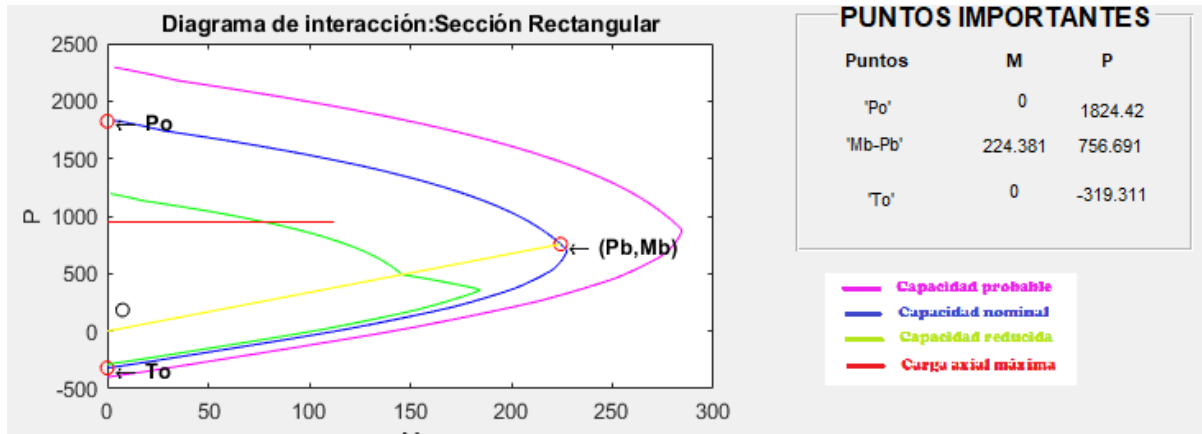
s =espaciamiento en la zona de confinamiento

Diseño de columnas

El diseño de columnas se basa en la verificación de la resistencia de estos elementos bajo las sollicitaciones de acciones externas de flexo compresión con una cantidad de acero determinada.

La resistencia de un miembro sometido a momento, fuerza axial o la aplicación simultánea de ambas acciones se alcanza cuando la deformación en la fibra extrema en compresión alcanza el límite supuesto de 0.003. Esta resistencia será verificada mediante un diagrama de interacción, el cual es una representación gráfica del estado de resistencia límite de la sección de hormigón armado que depende de las características del hormigón y la cuantía de acero de refuerzo.

Figura 6. Diagrama de interacción de una columna rectangular



Refuerzo transversal por corte

El corte por capacidad se evalúa en función de la capacidad probable en cabeza y pie de columna. Se calcula el cortante al que estaría sometido la columna ante la acción de momentos probables debido al sismo real

$$V_u = \frac{M_c + M_p}{H_s}$$

Ecuación 19. Cortante por capacidad de la columna

V_u : cortante por capacidad

M_c, M_p : Momento de cabeza y pie de columna respectivamente

H_s : Altura de la columna.

Además, se evalúa la capacidad del hormigón para resistir el corte, el cual se determina mediante la siguiente expresión

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Ecuación 20. Aporte del acero para resistir corte

Donde, ϕ es el factor de reducción de resistencia para corte con un valor de 0.75.

La resistencia nominal proporcionada por el refuerzo transversal al igual que en las vigas debe ser menor o igual a 4 veces la resistencia nominal a corte proporcionada por el hormigón, es decir:

$$V_s \leq 4V_c$$

El refuerzo por corte se calcula según:

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot \frac{d}{s}$$

$$A_v = \frac{V_s \cdot s}{f_y \cdot d}$$

Ecuación 21. Área de acero de refuerzo

Donde,

A_v = área de acero transversal requerida

s : espaciamiento del refuerzo

d : peralte efectivo en la dirección de diseño

El valor de espaciamiento se lo toma como el mínimo valor entre las siguientes condiciones

$$s = \min\left(\frac{b}{4}; \frac{h}{4}; 6\phi_{vp}; 10 \text{ cm}\right)$$

Ecuación 22. Espaciamiento mínimo del refuerzo transversal (ACI 318-19,2019)

Refuerzo transversal por confinamiento

Con la finalidad de mejorar la capacidad a deformación y contribuir a la ductilidad se debe proporcionar una cantidad de acero de refuerzo transversal para generar presiones de confinamiento. La cantidad necesaria de este refuerzo será el mayor valor entre A_{sh1} y A_{sh2} que se calcula como se especifica a continuación:

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

$$A_{sh2} = 0.09 \cdot \frac{s \cdot h'' \cdot f'_c}{f_y}$$

Ecuación 23. Área mínima de refuerzo por confinamiento

Donde,

h'' : Altura del núcleo confinado, perpendicular a la dirección que se diseñe

A_g : Área bruta de la sección

A_c : Área del núcleo confinado

Diseño de muros

Las acciones combinadas de cargas últimas que se adoptan para realizar el diseño toman en cuenta momento, axial y cortante generadas por las cargas gravitacionales y de sismo que actúan.

Se escoge la combinación de carga que generan los máximos esfuerzos de flexo-compresión en fibras externas.

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

Ecuación 24. Esfuerzo máximo de flexo compresión

σ_{max} =esfuerzo máximo en el muro debido a solicitaciones externas

P=Carga externa (Axial)

M=Carga externa (Momento)

A=Área del muro

Y=Centro de gravedad del muro

I=Inercia del muro

Una vez se conozca el estado crítico debido a las combinaciones de carga se debe analizar si la sección requiere de cabezales especiales. Se consideran necesarios cuando se cumple la siguiente condición

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

Ecuación 25. Condición de requerimiento de cabezales

Refuerzo longitudinal

Refuerzo longitudinal en cabezales

El acero por flexo-compresión en los cabezales debe estar distribuido dentro de una longitud igual al 15% de la longitud total del muro. Donde la cantidad mínima de este acero debe calcularse de acuerdo con la ACI 318 2019

$$A_{s_{min}} = \frac{1.6\sqrt{f'c}}{f_y} \cdot A_{cb}$$

Ecuación 26. Acero longitudinal mínimo en cabezales

Acb: Área bruta del cabezal

Refuerzo longitudinal en el alma

En muros estructurales, es necesario verificar que se cumpla con la cuantía de refuerzo mínima en el alma igual a 0.0025. Se recomienda que esta cuantía se distribuya mediante dos capas de refuerzo con el fin de mejorar la estabilidad lateral de la zona de compresión bajo cargas sísmicas. El espaciamiento del refuerzo en cada dirección de muros estructurales no debe ser mayor a 45 cm.

Flexo-compresión en muros

Una vez establecido el refuerzo longitudinal tanto en cabezales como en el alma se realiza el diagrama de interacción correspondiente a la sección diseñada para verificar la resistencia de esta frente a las solicitaciones críticas.

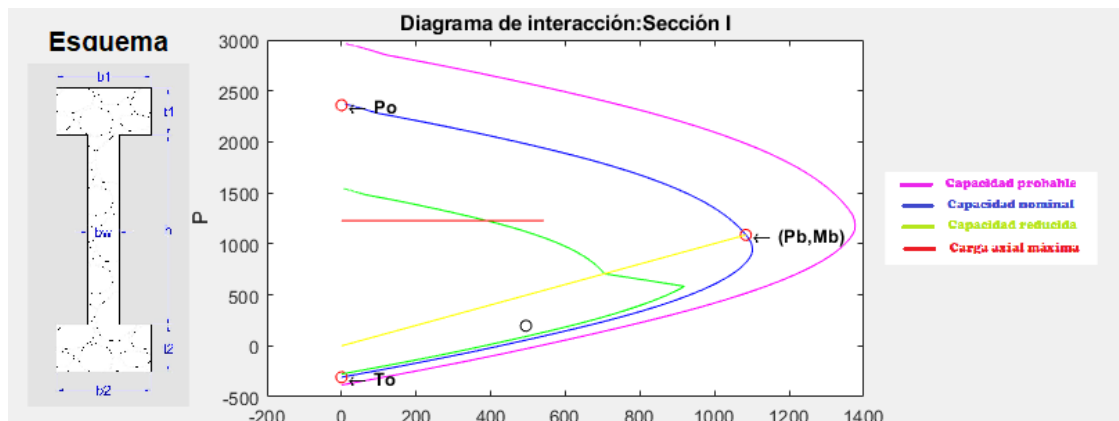


Figura 7. Diagrama de interacción de un muro

Verificación de resistencia

Carga última debe ser menor que la carga nominal reducida obtenida a partir del diagrama de interacción

$$P_u \leq \phi P_n$$

Ecuación 27. Condición de resistencia

También se debe verificar que el momento último menos que momento nominal reducido obtenido del diagrama de interacción

$$M_u \leq \phi M_n$$

Ecuación 28. Condición de resistencia

Diseño a corte de muros

La fuerza cortante de diseño se calcula de la siguiente manera:

$$V_e = \Omega_v \cdot \omega_v \cdot V_u$$

Ecuación 29. Fuerza cortante de diseño

Donde,

Ω_v : factor de sobre resistencia en la sección crítica

ω_v : coeficiente de mayoración

V_u : cortante último debido a las solicitaciones

Factor de sobre resistencia Ω_v

Este parámetro depende de la relación de aspecto del muro y debe ser calculado en base a la tabla 18.10.3.1.2 de la ACI 318 2019

Tabla 2. Factor de sobre resistencia

Tabla 18.10.3.1.2 — Factor de sobrerresistencia Ω_v en la sección crítica

Condición	Ω_v	
$h_{wcs}/\ell_w > 1.5$	El mayor entre	M_{pr}/M_u ^[1]
		1.5 ^[2]
$h_{wcs}/\ell_w \leq 1.5$	1.0	

h_{wcs} : altura de todo el muro estructural

ℓ_w : ancho del muro

M_{pr} : momento probable del muro

M_u : momento último debido a acciones externas

Coeficiente de mayoración ω_v

Este coeficiente depende del número de pisos de la estructura como se describe a continuación.

- Para estructuras con número de pisos menor o igual a 6

$$\omega_v = 0.9 + \frac{n_s}{10}$$

Ecuación 30. Coeficiente de mayoración ω_v

- Para estructuras con número de pisos mayor a 6

$$\omega_v = 1.3 + \frac{n_s}{30}$$

Ecuación 31. Coeficiente de mayoración ω_v

Se debe verificar el cumplimiento de la siguiente condición en el diseño a corte:

$$Vu \leq \phi Vn$$

Por lo que, se tiene la siguiente ecuación, en donde lo único desconocido es la cuantía de acero dispuesto a corte

$$Vu = 0.75(\alpha_c \cdot \sqrt{f'_c} + \rho_t \cdot fy) \cdot Acv$$

Ecuación 32. Cortante último de diseño

Cargas sísmicas

Cortante basal

En la NEC-SE-DS en el inciso 6.3.2 indica que el cortante basal total de diseño V , a nivel de cargas últimas, aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará mediante la expresión:

$$V = \frac{I \cdot Sa(Ta)}{R \cdot \phi_e \cdot \phi_p} \cdot W$$

Ecuación 33. Cortante basal

I =Factor de importancia de la estructura

$Sa(T)$ =Espectro de respuesta elástico de aceleraciones

ϕ_e : Factor de irregularidad en elevación

ϕ_p : Factor de irregularidad en elevación

R : Factor de reducción del sismo

W = Carga reactiva

Espectro de diseño en aceleración S_a (T_a)

La información fundamental extraída de los acelerogramas para su uso en el diseño se expresa típicamente en forma de espectros de respuesta, que representan la respuesta máxima de osciladores de un solo grado de libertad de diferentes períodos de vibración.

Normalmente, los espectros de respuesta brindan información sobre la respuesta elástica máxima para una relación de amortiguamiento elástico específica, que por lo general es 5%, y se grafican contra el periodo elástico.

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones, expresado como una fracción de la gravedad, se calcula en base a la siguiente figura

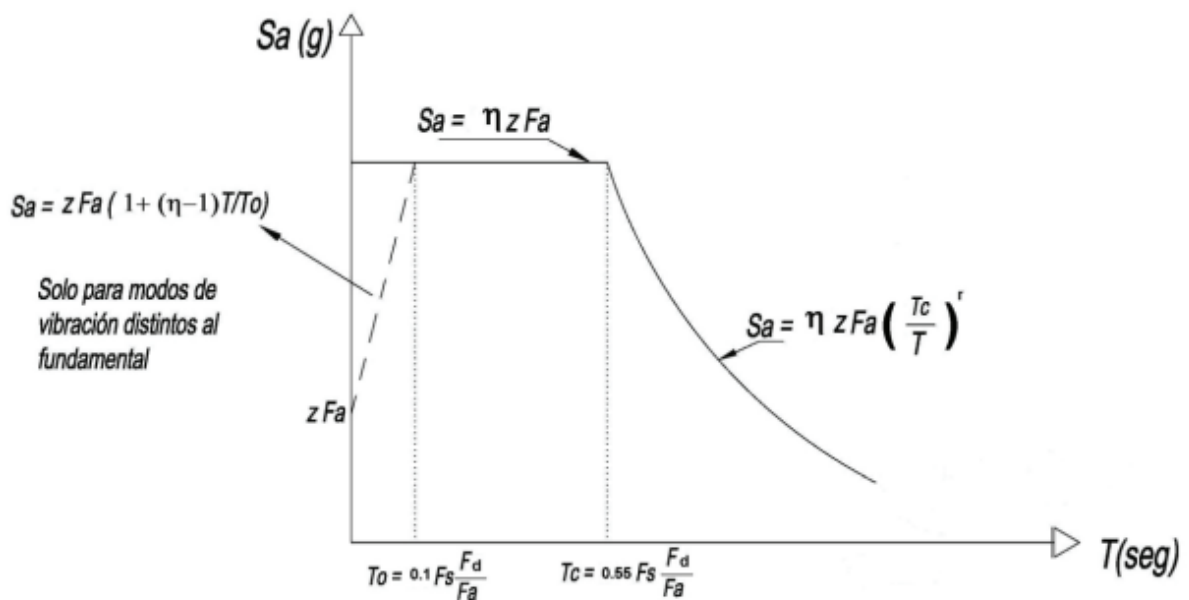


Figura 8. Espectro sísmico elástico de aceleraciones (NEC 2015)

Donde,

η : relación entre la aceleración espectral y el PGA

F_s , F_d , F_s : Coeficientes de amplificación del suelo, ANEXO...

T : periodo fundamental de vibración del suelo

T_0 , T_c : Períodos límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones

Z : Aceleración máxima esperada para el sismo de diseño

La fórmula por la cual se deba determinar el valor de espectro de diseño en aceleración depende del periodo fundamental de la estructura, el cual será determinado mediante el método 1 de la NEC 2015 con la siguiente expresión

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Ecuación 34. Periodo de vibración de la estructura

Donde,

Ct: Coeficiente que depende del tipo de edificio

hn: Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura.

Tabla 3. Valores de Ct y α para obtener el periodo de vibración (NEC, 2015)

Tipo de estructura	C _t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Debido a que se trata de estructuras con muros estructurales se utiliza los valores de 0.055 y 0.75 para Ct y α , respectivamente.

Dentro de la normativa se establece que no debe existir una variación mayor al 30% de los valores obtenidos con otros métodos de cálculo o por medio de modelación con diferentes herramientas de software.

En base a la normativa se establecen los siguientes valores para los parámetros mencionados para el cálculo del cortante basal, tomados del ANEXO ...

Factor de irregularidad en elevación, φ_e : 1

Factor de irregularidad en planta, φ_p : 1

Factor de reducción del sismo, R: 8

η : 2.48

Coeficiente Fa: 1

Coeficiente Fd:1

Coeficiente Fs: 0.75

Z: Aceleración máxima esperada para el sismo de diseño

DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS (DDBD)

La mayor variación de rigidez entre los pórticos y los muros es que los muros ceden a desplazamientos laterales significativamente más bajos que los pórticos y, por lo tanto, las distribuciones de fuerza lateral entre muros y marcos basadas en rigideces elásticas iniciales dan poca relevancia a la respuesta dúctil de la estructura.

Como sugerencia uno de los aspectos más importantes para empezar el diseño basado en desplazamientos en estructuras duales es elegir la proporción de cortante basal que va a ser resistido por los pórticos y muros. Este porcentaje es definido por el parámetro β_F el cual debe encontrarse en un rango de 0.25 a 0.4

$$V_F = \beta_F V_{base}$$

Ecuación 35. Cortante soportado por los pórticos

$$V_w = (1 - \beta_F) V_{base}$$

Ecuación 36. Cortante soportado por los muros

Donde,

β_F : proporción del cortante basal que resisten los pórticos

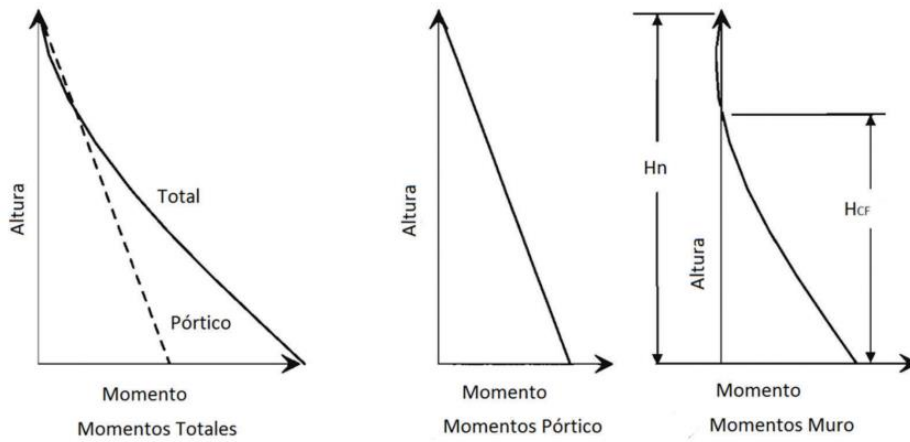
V_F : fuerza cortante en la base soportada por los pórticos

V_w : fuerza cortante en la base soportada por los muros

Perfil de momentos en pórticos y muros

La distribución vertical de momentos de la estructura se compone de la distribución vertical de momentos de los muros y de los pórticos, si separamos cada uno de los perfiles como se muestra en la siguiente figura, lo que implica una altura de contra flexión del muro, el cual se puede interpretar el punto en el que el momento es nulo.

Figura 9. Perfil de momentos de muros y pórticos



Fuente: Priestley, 2007

La altura de contraflexura en los muros, que se requiere para determinar el perfil de desplazamientos de fluencia, se puede determinar a partir de los perfiles de momento característicos que se muestran en la Figura 9, usando técnicas de interpolación.

A continuación, se muestran las etapas para determinar la altura de contra flexura, para fines prácticos se usará como ejemplo de cálculo el procedimiento de diseño de la estructura de 12 pisos.

Tabla 4. Cálculos preliminares para encontrar la altura de contra-flexión

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Nivel	Altura Hi (m)	Masa mi (kg*s2/m)	miHi	Fi(rel.)	Vti(rel.)	MOTM,i(rel)	VF,i portico	Vw,i muro	Mw,i muro
12	36	34593.8	1245375	0.15	0.15	0.00	0.25	-0.10	0.00
11	33	36032.3	1189066	0.14	0.28	0.44	0.25	0.03	-0.31
10	30	36032.3	1080969	0.13	0.41	1.29	0.25	0.16	-0.21
9	27	36472.7	984762	0.12	0.53	2.52	0.25	0.28	0.27
8	24	36913.0	885913	0.10	0.63	4.10	0.25	0.38	1.10
7	21	36913.0	775174	0.09	0.72	5.99	0.25	0.47	2.24
6	18	37412.1	673418	0.08	0.80	8.15	0.25	0.55	3.65
5	15	37911.2	568668	0.07	0.87	10.55	0.25	0.62	5.30
4	12	37911.2	454934	0.05	0.92	13.14	0.25	0.67	7.14
3	9	38469.0	346221	0.04	0.96	15.90	0.25	0.71	9.15
2	6	39026.8	234161	0.03	0.99	18.77	0.25	0.74	11.27
1	3	39026.8	117080	0.01	1.00	21.73	0.25	0.75	13.48
0	0	0.0	0	0.00	1.00	24.73	0.25	0.75	15.73
Suma		446714.13	8555740	1.00					

Asumiendo que las fuerzas laterales en cada piso son proporcionales a la multiplicación de la masa y la altura correspondiente, las fuerzas relativas en los diferentes niveles son proporcionales a la relación $m_i \cdot H_i / \sum m_i H_i$.

Una vez calculadas las fuerzas relativas en cada piso se puede encontrar la fuerza cortante total relativa, momento de volteo relativo, fuerza cortante en pórticos relativa con las siguientes fórmulas:

$$F_i = \frac{m_i \cdot H_i}{\sum m_i \cdot H_i}$$

Ecuación 37. Fuerza relativa por piso

$$V_{Ti} = F_{i+1} + F_i$$

Ecuación 38. Cortante relativo total por piso

$$M_{OTMi} = M_{i+1} = M_i + V_{Ti}(H_i - H_{i+1})$$

Ecuación 39. Momento de vuelco relativo

$$V_{Fi} = \beta_F$$

Ecuación 40. Cortante relativo soportado por los pórticos

$$V_{wi} = V_{Ti} - V_{Fi}$$

Ecuación 41. Cortante relativo soportado por los muros

$$M_{wi+1} = M_{wi} + V_{wi}(H_i - H_{i+1})$$

Ecuación 42. Momento relativo soportado por los muros

Con el perfil de momentos relativos en la estructura y mediante un proceso de interpolación podemos encontrar el valor de la altura de contraflexura.

Tabla 5. Cálculo de la altura de contra-flexión

Interpolación	
Mw	Hi
-0.21	30.00
0.27	27.00
HCF	28.70

Curvatura de fluencia del muro

Se calcula la curvatura de fluencia del muro con la ecuación correspondiente a muros rectangulares de hormigón armado

$$\phi_{yw} = \frac{2,00 \cdot \varepsilon_y}{l_w}$$

Ecuación 43. Momento relativo soportado por los muros

ϕ_{yw} : curvatura de fluencia del muro

ε_y : deformación de fluencia unitaria del acero

l_w : ancho del muro

Perfil de desplazamiento de fluencia

Dada la naturaleza discreta de las fuerzas laterales del piso, la relación entre la altura efectiva y la altura total del muro varía con el número de pisos, n . Por lo que, se representa el perfil de curvatura del muro como lineal desde la curvatura de fluencia en la base hasta cero en el punto de contra flexión. Además, se supone que la curvatura por encima del punto de contraflexión es cero al determinar los desplazamientos de fluencia del piso. Sobre la base de estas suposiciones, el perfil de desplazamiento de fluencia se puede encontrar a partir del análisis de área de momento estándar como:

$$\begin{aligned} \text{si } H_i \leq H_{CF} \quad \Delta_{yi} &= \phi_{yw} \left(\frac{He^2}{2} - \frac{He^3}{6H_{CF}} \right) \\ \text{si } H_i > H_{CF} \quad \Delta_{yi} &= \phi_{yw} \left(\frac{H_{CF}H_i}{2} - \frac{H_{CF}^2}{6} \right) \end{aligned}$$

Ecuación 44. Desplazamiento de fluencia

Perfil de desplazamiento de diseño

Se asume que los límites de deformación de los pórticos no serán críticos para determinar el perfil de desplazamiento de diseño. Por lo tanto, los desplazamientos de diseño estarán limitados por las deformaciones del material en las rótulas plásticas del muro o por las limitaciones de desplazamiento. Las máximas derivas se presentarán en el punto de contra flexión, como se había mencionado antes.

La deriva de diseño será el menor valor entre la deriva en el punto de contra flexión y la deriva máxima establecida por el Código que es 0.02, es decir:

$$\theta_D = \max(\theta_{H_{CF}}; \theta_C)$$

Ecuación 45. Deriva de diseño

θ_D : deriva de diseño

$\theta_{H_{CF}}$: deriva en el punto de contra flexión

θ_c : deriva máxima establecida por el código

El perfil de desplazamiento de diseño se calcula según las siguientes condiciones:

- Si la deriva en el punto de contra flexión es menor

$$\Delta_{Di} = \Delta_{yi} + (\phi_{DC} - \phi_{yw})LpHi$$

Ecuación 46. Perfil de desplazamientos de diseño

Δ_{yi} : perfil de desplazamiento de fluencia

ϕ_{DC} : curvatura en el estado límite de control de daño

ϕ_{yw} : curvatura de fluencia del muro

Lp : longitud de la rótula plástica

Hi : altura del piso i

- Si la deriva del código es menor

$$\Delta_{Di} = \Delta_{yi} + \left(\theta_c - \phi_{yw} \cdot \frac{H_{CF}}{2} \right) LpHi$$

Ecuación 47. Perfil de desplazamientos de diseño cuando gobierna el código

Curvatura del estado límite

La curvatura de control de daño se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\phi_{DC} = \frac{0.072}{lw}$$

Ecuación 48. Curvatura de control de daño

Deriva en el punto de contra flexión

$$\theta_{CF} = \frac{\phi_{yw}H_{CF}}{2} + (\phi_{DC} - \phi_{yw})Lp$$

Ecuación 49. Deriva en el punto de contra flexión

Donde, la longitud de la rótula plástica es calculada mediante la siguiente fórmula

$$Lp = k * H_{CF} + 0,1l_w + L_{SP}$$

Ecuación 50. Longitud de rótula plástica

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

Ecuación 51. Coeficiente k para cálculo de Lp

Los valores típicos para las tensiones y deformaciones características dependen del tipo y grado de refuerzo utilizado. En este caso la deformación última ϵ_{su} está en el rango de 0.1 a 0.12 y la relación del esfuerzo último de fluencia se toma como 1.35.

$$L_{sp} = \epsilon_y f_y e * d_{bl}$$

Corrección por amplificación de deriva

Sullivan et. al. ha demostrado que en el caso de estructuras con muchos pisos, los efectos modales superiores pueden intensificar las derivas por encima de los objetivos de diseño sugeridos por el perfil de desplazamiento de diseño del primer modo de vibración. En consecuencia, se aconseja utilizar un factor de reducción para tener en cuenta la deriva de diseño en edificios de más de 10 plantas.

$$\omega_\theta = 1 - \left(\frac{n - 5}{100} \right) \cdot \left(\frac{M_{OTM,F}}{M_{OTM}} + 0.25 \right)$$

Ecuación 52. Factor de reducción de deriva

Donde,

n: número de pisos de la estructura

$M_{OTM,F}$: Momento resistente proporcionado por los pórticos

M_{OTM} : Momento de volteo total

Tabla 6. Cálculo del perfil de desplazamientos

1	2	11	12	13	14	15
Nivel	Altura Hi (m)	Δy_i [m]	ΔD_i [m]	$m_i \cdot \Delta D_i^2$	$m_i \cdot \Delta D_i$	$m_i \cdot \Delta d_i \cdot H_i$
12	36	0.584	0.584	11802.67	20206.41	727430.60
11	33	0.518	0.518	9661.48	18658.11	615717.76
10	30	0.452	0.452	7346.16	16269.57	488087.03
9	27	0.385	0.385	5414.08	14052.26	379411.04
8	24	0.320	0.320	3776.96	11807.59	283382.10
7	21	0.257	0.257	2433.10	9476.98	199016.59
6	18	0.197	0.197	1456.61	7382.07	132877.25
5	15	0.143	0.143	775.93	5423.71	81355.59
4	12	0.095	0.095	345.21	3617.66	43411.87
3	9	0.056	0.056	119.99	2148.48	19336.34
2	6	0.026	0.026	25.95	1006.43	6038.55
1	3	0.007	0.007	1.75	261.03	783.09
0	0	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
Suma		3.04	3.04	43159.90	110310.29	2976847.80

Diseño del sistema de un grado de libertad (SDOF)

Desplazamiento de diseño

El desplazamiento de diseño de la estructura equivalente de un grado de libertad se calcula de acuerdo con la siguiente expresión:

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

Ecuación 53. Desplazamiento de diseño de la estructura

Amortiguamiento viscoso equivalente

El amortiguamiento del sistema que se utiliza en el DDBD deberá ser un promedio ponderado del amortiguamiento proporcionado por los muros y los pórticos, cada uno de los cuales tienen diferentes demandas de ductilidad

$$\xi_{sys} = \frac{\xi_w M_{OTM,W} + \xi_F M_{OTM,F}}{M_{OTM}}$$

Ecuación 54. Amortiguamiento equivalente del sistema

$M_{OTM,W}$: Momento resistente proporcionado por los muros

$M_{OTM,F}$: Momento resistente proporcionado por los pórticos

M_{OTM} : Momento de volteo total

ξ_w : amortiguamiento asociado con la respuesta de los muros

$$\xi_w = 0,05 + 0,444 \left(\frac{\mu_w - 1}{\mu_w \cdot \pi} \right)$$

Ecuación 55. amortiguamiento asociado con la respuesta de los muros

ξ_F : amortiguamiento asociado con la respuesta de los pórticos

$$\xi_F = 0,05 + 0,565 \left(\frac{\mu_F - 1}{\mu_F \cdot \pi} \right)$$

Ecuación 56. amortiguamiento asociado con la respuesta de los pórticos

Ductilidad de muros y pórticos

El amortiguamiento relacionado con los pórticos y con los muros respectivamente requiere que las demandas de ductilidad de cada uno se evalúen por separado de la siguiente manera:

$$\mu_w = \frac{\Delta_D}{\Delta_{yw}}$$

Ecuación 57. Demanda de ductilidad de los muros

Δ_D : desplazamiento de diseño de la estructura

Δ_{yw} : desplazamiento de fluencia del muro

$$\mu_F = \frac{\Delta_D}{\theta_{yF} H_e}$$

Ecuación 58. Demanda de ductilidad de los pórticos

θ_{yF} : Deriva de fluencia de pórticos

H_e : altura efectiva

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

Ecuación 59. Altura efectiva SDOF

Con estos datos es posible calcular al desplazamiento de fluencia de la estructura equivalente como un sistema de un grado de libertad, sustituyendo H_i por la altura efectiva en ecuación 44 dependiendo el caso, si H_e es mayor o menor a la altura de contraflexión

Periodo efectivo de la estructura equivalente

$$T_{eff} = \frac{T_L * \Delta_{sys}}{S_d * R_\xi}$$

Ecuación 60. Periodo efectivo SDOF

Δ_{sys} : desplazamiento del sistema

R_ξ : Factor de escalamiento de amortiguamiento

T_L : Periodo de la esquina

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

Ecuación 61. Rigidez efectiva SDOF

m_e : masa efectiva de la estructura equivalente

Fuerza de cortante basal

$$V_{base} = K_{eff} * \Delta_{sys}$$

Ecuación 62. Cortante en la base

Espectro de aceleraciones y desplazamientos

Modelos para determinar Tc

Si se realiza la transformación directa del espectro de aceleración se encuentra que el espectro de desplazamiento crece infinitamente, lo cual no es una respuesta lógica. Por lo que, se determinó que en la región mayor a Tc se debe obtener el espectro de aceleración con una ecuación diferente para que el espectro de desplazamiento se mantenga constante desde esa zona.

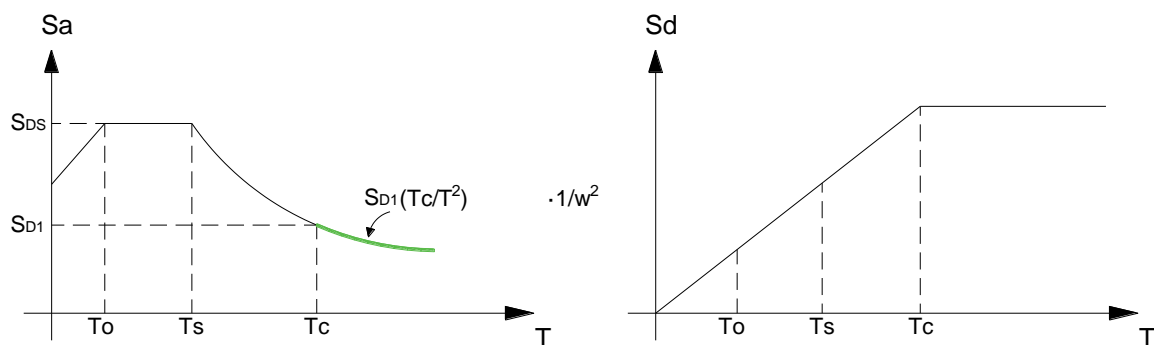


Figura 10. Espectro de aceleraciones y desplazamientos

SD1: valor que depende de la ubicación, zona, tipo de suelo, etc.

T Período fundamental de vibración de la estructura

Tc: Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

La NEC 2015 de Peligro sísmico establece que, para la definición de los desplazamientos espectrales elásticos para diseño, correspondiente al nivel del sismo de diseño, se utilizará el siguiente espectro elástico de diseño de desplazamientos S_d (en metros) definido a partir del espectro de aceleraciones, mediante la siguiente fórmula:

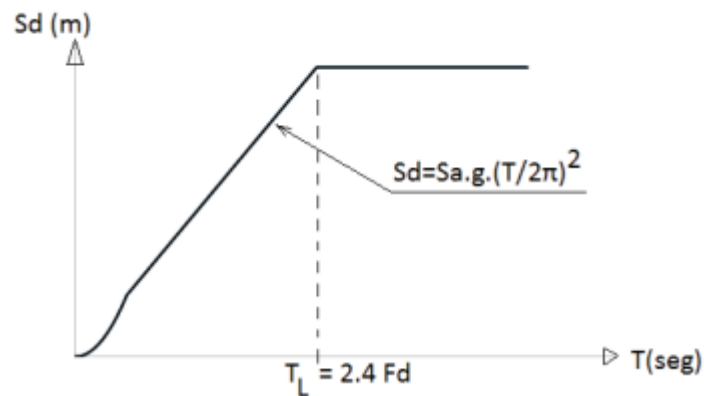


Figura 11. Espectro sísmico elástico de desplazamiento para diseño NEC 2015

$$Sd = Sa(g) \cdot \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \text{ para } 0 \leq T \leq TL$$

$$Sd = Sa(g) \cdot \left(\frac{TL}{2\pi}\right)^2 \text{ para } T > TL$$

Ecuación 63. Espectro de desplazamientos

Donde,

g: aceleración de la gravedad

Sd: espectro elástico de diseño de desplazamientos, definido para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico igual al 5%. Depende del período o modo de vibración de la estructura.

Fd: Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio

Sa: Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g) Depende del periodo o modo de vibración de la estructura.

TL= Es el período límite de vibración utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos.

Diseño cuando la capacidad de desplazamiento excede la demanda espectral

Con estructuras muy altas o flexibles, la capacidad de desplazamiento de diseño puede exceder la demanda de desplazamiento posible para el nivel de amortiguamiento calculado.

Existen dos casos especiales:

- a) Desplazamiento de fluencia excede al valor correspondiente del 5% de amortiguamiento en el periodo de la esquina
- b) Desplazamiento de fluencia es menor al valor correspondiente del 5% de amortiguamiento en el periodo de la esquina

La primera estructura no cae en ninguno de los casos especiales, mientras que la segunda y tercera estructura de 12 y 18 pisos respectivamente cumplen con el Caso A. Por lo que, necesitan una corrección que se detalla en el Anexo VII

Una vez realizada la corrección, el nuevo perfil de desplazamientos para el ejemplo, se muestra a continuación

Tabla 7. Cálculo del perfil de desplazamientos corregido por caso especial

1	2	11	12	13	14	15
Nivel	Altura Hi (m)	Δe [m]	ΔDi [m]	$m_i \cdot \Delta Di^2$	$m_i \cdot \Delta Di$	$m_i \cdot \Delta di \cdot Hi$
12	36	0.364	0.364	4586.50	12596.20	453463.23
11	33	0.323	0.323	3754.44	11631.03	383824.06
10	30	0.281	0.281	2854.70	10142.07	304262.05
9	27	0.240	0.240	2103.90	8759.85	236515.97
8	24	0.199	0.199	1467.72	7360.57	176653.77
7	21	0.160	0.160	945.50	5907.73	124062.29
6	18	0.123	0.123	566.04	4601.81	82832.57
5	15	0.089	0.089	301.53	3381.01	50715.17
4	12	0.059	0.059	134.15	2255.16	27061.95
3	9	0.035	0.035	46.63	1339.31	12053.82
2	6	0.016	0.016	10.09	627.38	3764.29
1	3	0.004	0.004	0.68	162.72	488.16
0	0	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
Suma		1.89	1.89	16771.87	68764.85	1855697.33

Efectos P- Δ

La importancia de los efectos P- Δ se reconoce en la mayoría de los códigos de diseño sísmico y, por lo general se cuantifica mediante un índice de estabilidad, el cual compara la magnitud de este efecto en el rendimiento nominal o en el desplazamiento máximo esperado. Dado que el efecto P- Δ es de máxima importancia en el nivel de diseño de la respuesta sísmica, se relaciona el índice de estabilidad con las condiciones de máxima respuesta de la siguiente manera:

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

Ecuación 64. Índice de estabilidad

P: Carga axial

Δ_{max} : desplazamiento máximo de la estructura

M_D : capacidad de momento máximo en la base

A medida que las estructuras se desplazan lateralmente, como en la aproximación de un solo grado de libertad, las cargas de gravedad inducen momentos de vuelco además de los resultantes de las fuerzas de inercia lateral.

La cantidad de fuerza de inercia lateral que puede resistirse disminuye a medida que aumenta el desplazamiento si la capacidad del momento base se desarrolla en una respuesta inelástica.

Paulay y Prestley recomiendan que cuando el índice de estabilidad es inferior a 0.01 los efectos P- Δ deben ser ignorados. Para valores más altos de este índice, pero no mayores a 0.3, se adopta un enfoque para determinar el aumento de resistencia nominal requerido

Acciones externas, cortante y momento

Para obtener los valores reales de las acciones externas de momento y cortante tanto de pórticos y muros, así como de la estructura en general, se multiplica las fuerzas relativas calculadas en la Tabla 8 por el cortante basal calculado

Tabla 8. Acciones externas en la estructura

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Nivel	Altura, H_i (m)	F_i [t]	VT_i [t]	$VF_{i, portico}$ [t]	$Vw_{i, muro}$ [t]	OTM (M. volteo) [t.m]	MF, i portico [t.m]	$Mw_{i, muro}$ [t.m]
12	36	40.94	40.94	70.31	-29.37	0.00	0.00	0.00
11	33	39.09	80.03	70.31	9.71	122.82	210.94	-88.12
10	30	35.53	115.56	70.31	45.25	362.90	421.87	-58.98
9	27	32.37	147.93	70.31	77.62	709.58	632.81	76.77
8	24	29.12	177.05	70.31	106.74	1153.37	843.75	309.63
7	21	25.48	202.54	70.31	132.22	1684.54	1054.69	629.85
6	18	22.14	224.67	70.31	154.36	2292.15	1265.62	1026.53
5	15	18.69	243.37	70.31	173.05	2966.17	1476.56	1489.61
4	12	14.95	258.32	70.31	188.01	3696.27	1687.50	2008.77
3	9	11.38	269.70	70.31	199.39	4471.24	1898.43	2572.80
2	6	7.70	277.40	70.31	207.09	5280.35	2109.37	3170.98
1	3	3.85	281.25	70.31	210.94	6112.55	2320.31	3792.24
0	0	0.00	281.25	70.31	210.94	6956.30	2531.25	4425.05

Diseño de vigas

Diseño a flexión

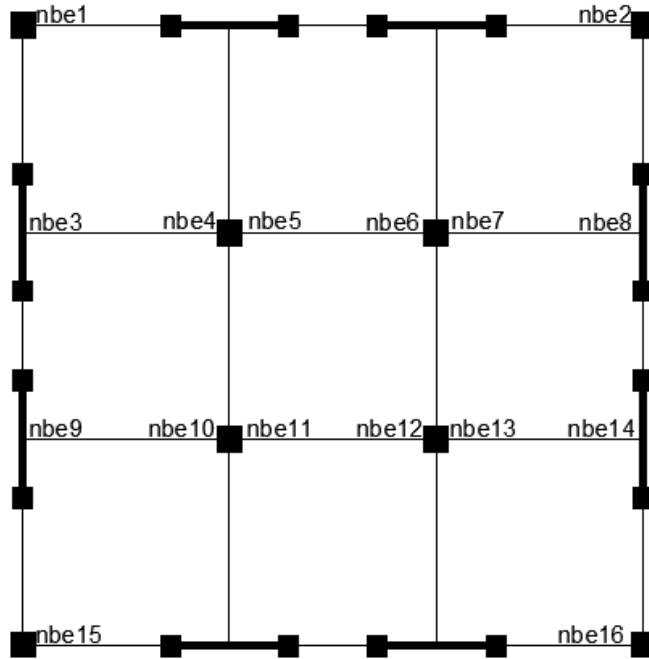


Figura 12. Conexiones viga columna en planta

Utilizando las mismas dimensiones finales de columnas y vigas del diseño basado en fuerzas, se analiza el acero requerido para las secciones de viga en cada piso que pueda resistir el momento último M_{bi} , el cual es calculado con la siguiente expresión

$$M_{bi} = V_{Fi} \cdot nb \cdot Ln$$

Ecuación 65. Momento en la viga

Donde,

V_{Fi} : fuerza cortante absorbida por ellos pórticos

nb : número de extremos de viga que forman conexiones viga columna en planta en la dirección de estudio

Ln : longitud libre del vano

$$\rho = \frac{f'_{ce}}{f_{ye}} \left(\frac{1 - \sqrt{1 - 2.36k}}{1.18} \right)$$

Ecuación 65. Cuantía requerida en la viga

Donde k es una representación de la siguiente relación para simplificar el cálculo de la cuantía requerida

$$k = \frac{M_{bi}}{\phi \cdot f'_{ce} \cdot b \cdot d}$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

Ecuación 66. Área de acero de refuerzo requerido

Asi mismo, igual que en el diseño basado en fuerzas, se debe cumplir con una cantidad de refuerzo longitudinal mínimo que cumpla con los límites de refuerzo que establece la normativa.

$$A_{smin} = \frac{14bd}{f_y}$$

Ecuación 67. Área de acero de refuerzo mínimo

En la siguiente tabla se muestra el proceso para obtener el acero de refuerzo necesario para las dimensiones de vigas establecidas para cada piso.

Tabla 9. Cálculo de refuerzo longitudinal en vigas

Nivel	Altura, Hi [m]	h Columnas [m]	Columnas hcxhc [cm]	Vigas bxh [cm]	Mbi, [t.m]	k	ρ	Acero de refuerzo calculado [cm2]	As (Mu*30/d)	Asmin	Armado	Acero de refuerzo colocado [cm2]
12	36	0.70	70x70	30x65	11.65	0.0340	0.27%	4.76	6.02	5.8	3 ø 16 mm	6.03
11	33	0.70	70x70	30x65	11.65	0.0340	0.27%	4.76	6.02	5.8	3 ø 16 mm	6.03
10	30	0.70	70x70	30x65	11.65	0.0340	0.27%	4.76	6.02	5.8	3 ø 16 mm	6.03
9	27	0.80	80x80	30x65	11.43	0.0334	0.27%	4.67	5.91	5.8	3 ø 16 mm	6.03
8	24	0.80	80x80	30x65	11.43	0.0334	0.27%	4.67	5.91	5.8	3 ø 16 mm	6.03
7	21	0.80	80x80	30x65	11.43	0.0334	0.27%	4.67	5.91	5.8	3 ø 16 mm	6.03
6	18	0.90	90x90	30x65	11.21	0.0328	0.26%	4.58	5.80	5.8	3 ø 16 mm	6.03
5	15	0.90	90x90	30x65	11.21	0.0328	0.26%	4.58	5.80	5.8	3 ø 16 mm	6.03
4	12	0.90	90x90	30x65	11.21	0.0328	0.26%	4.58	5.80	5.8	3 ø 16 mm	6.03
3	9	1.00	100x100	30x65	10.99	0.0321	0.26%	4.49	5.68	5.8	3 ø 16 mm	6.03
2	6	1.00	100x100	30x65	10.99	0.0321	0.26%	4.49	5.68	5.8	3 ø 16 mm	6.03
1	3	1.00	100x100	30x65	10.99	0.0321	0.26%	4.49	5.68	5.8	3 ø 16 mm	6.03

Diseño a corte

Momentos y cortantes de tramo y borde de viga

$$V_{bi} = V_{Fi}/n_b$$

Ecuación 68. Cortante en el extremo de la viga

$$M_{bi} = V_{bi} * H_s$$

Ecuación 69. Momento en la cara de la columna

$$M_x = \phi^0 \cdot M_{bi} - 2\phi^0 M_{bi} \cdot \frac{x}{L_b} + \frac{W_G \cdot L_b \cdot x}{2} - \frac{W_G \cdot x^2}{2}$$

Ecuación 70. Momento en el tramo de la viga

$$V_x = \frac{2\phi^0 M_{bi}}{L_n} + \frac{W_G \cdot L_n}{2} - W_G \cdot x$$

Ecuación 71. Cortante en el tramo de la viga

Tabla 10. Momentos y cortantes de tramo, cortantes de borde de viga

Nivel	Altura, Hi [m]	Vbi [t]	Mbi (eje colum) [t.m]	Mbi (cara colum) [t.m]	Mbi (eje colum) WG [t.m]	Mbi (cara colum) WG [t.m]	Mx, tramo [t.m]	Vx, tramo [t]	Vcc Borde (cara colum) [t]
12	36	4.39	13.18	11.65	18.72	14.61	31.77	6.06	24.77
11	33	4.39	13.18	11.65	18.72	14.61	31.77	6.06	24.77
10	30	4.39	13.18	11.65	18.72	14.61	31.77	6.06	24.77
9	27	4.39	13.18	11.43	18.72	14.61	31.77	6.18	24.54
8	24	4.39	13.18	11.43	18.72	14.61	31.77	6.18	24.54
7	21	4.39	13.18	11.43	18.72	14.61	31.77	6.18	24.54
6	18	4.39	13.18	11.21	18.72	14.61	31.77	6.30	24.31
5	15	4.39	13.18	11.21	18.72	14.61	31.77	6.30	24.31
4	12	4.39	13.18	11.21	18.72	14.61	31.77	6.30	24.31
3	9	4.39	13.18	10.99	18.72	14.61	31.77	6.43	24.08
2	6	4.39	13.18	10.99	18.72	14.61	31.77	6.43	24.08
1	3	4.39	13.18	10.99	18.72	14.61	31.77	6.43	24.08

Una vez conocidas las solicitaciones a corte en cada uno de los pisos se calcula el refuerzo transversal necesario para la sección de la viga.

Tabla 11. Diseño a corte de las vigas

Nivel	Altura, Hi [m]	Vs [t]	Revisión Vs<4Vc	Av/s [cm²/cm]	Av[cm²]	No. Ramales	Armado en Lo=2h	Armado fuera Lo=2h
12	36	15.13	CUMPLE	0.06	0.57	1	1 estribo @ 9 cm	1 estribo @ 18 cm
11	33	15.13	CUMPLE	0.06	0.57	1	1 estribo @ 9 cm	1 estribo @ 18 cm
10	30	15.13	CUMPLE	0.06	0.57	1	1 estribo @ 9 cm	1 estribo @ 18 cm
9	27	14.82	CUMPLE	0.06	0.56	1	1 estribo @ 9 cm	1 estribo @ 18 cm
8	24	14.82	CUMPLE	0.06	0.56	1	1 estribo @ 9 cm	1 estribo @ 18 cm
7	21	14.82	CUMPLE	0.06	0.56	1	1 estribo @ 9 cm	1 estribo @ 18 cm
6	18	14.51	CUMPLE	0.06	0.55	1	1 estribo @ 9 cm	1 estribo @ 18 cm
5	15	14.51	CUMPLE	0.06	0.55	1	1 estribo @ 9 cm	1 estribo @ 18 cm
4	12	14.51	CUMPLE	0.06	0.55	1	1 estribo @ 9 cm	1 estribo @ 18 cm
3	9	14.21	CUMPLE	0.06	0.53	1	1 estribo @ 9 cm	1 estribo @ 18 cm
2	6	14.21	CUMPLE	0.06	0.53	1	1 estribo @ 9 cm	1 estribo @ 18 cm
1	3	14.21	CUMPLE	0.06	0.53	1	1 estribo @ 9 cm	1 estribo @ 18 cm

Diseño de columnas

Momento en columnas

En la siguiente figura se considera la distribución de momentos inducidos en el pórtico por la fuerza cortante absorbida por el pórtico V_F . Se asume que todos los pórticos en una dirección son idénticos y los cálculos se relacionan con la fuerza combinada de todos los pórticos. Además, se asume que existe un punto de contraflexión a la altura de la mitad de la columna en cada piso. Por lo que, la suma de los cortantes de las columnas en cada piso es:

$$\sum V_C = V_1 + V_2 + V_3 = V_F$$

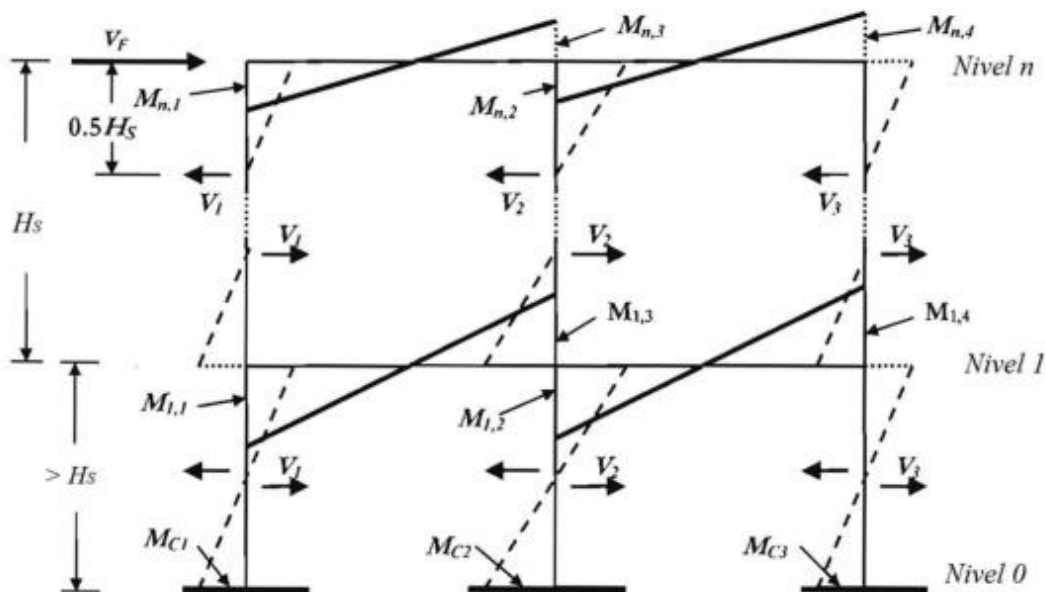
Ecuación 72. Suma de los cortantes de las columnas

La consideración del equilibrio de momentos en los centros de las conexiones viga columna requiere para una altura de piso constante H_s que la suma de todos los momentos en los extremos de apoyo, medidos en las líneas centrales de las columnas debe ser:

$$\sum M_{bi} = M_{i,1} + M_{i,2} \dots + M_{i,n} = \sum V_C H_s$$

Ecuación 73. Equilibrio de momentos

Figura 13. Distribución de momentos inducidos en el pórtico



Fuente: Priestley, 2007

Adoptando estas medidas, entonces la resistencia a la flexión de la columna requerida para satisfacer los requisitos de diseño por capacidad puede calcularse de la siguiente manera

$$\phi_f \cdot M_C \geq M^o = 1.3\phi^o M_{CE}$$

Ecuación 74. Resistencia a flexión de la columna

Donde, M_{CE} es el momento de la columna correspondiente que resulta de la fuerza cortante del pórtico, suponiendo que los momentos de la columna son iguales por encima y por debajo del nudo, ϕ^o es el factor de sobre resistencia asociado a la articulación de la viga con un valor de 1.1.

Cortante en las columnas

Debido a que los cortantes de la columna no están muy influenciados por la demanda de ductilidad. Puede usarse la siguiente expresión para calcular el cortante de diseño

$$\phi_v \cdot V_C \geq V^o = 1.3\phi^o V_{CE}$$

Ecuación 75. Resistencia a corte de la columna

Donde, V_{CE} es el cortante correspondiente al esfuerzo cortante del pórtico de diseño.

Tabla 12. Amplificación dinámica de cortante de columnas

Factor de sobre-resistencia, ϕ^o	1.2
---------------------------------------	-----

Nivel	Altura, Hi [m]	Columnas hcxhc [cm]	Vsi [t]	VEe1 (Colum ext.)	VEi1 (Colum int.) [t]	VUe2 (Colum ext.) [t]	VUi1 (Colum int.) [t]
12	36	70x70	70.31	16.57	33.15	25.85	51.71
11	33	70x70	70.31	16.57	33.15	25.85	51.71
10	30	70x70	70.31	16.57	33.15	25.85	51.71
9	27	80x80	70.31	16.57	33.15	25.85	51.71
8	24	80x80	70.31	16.57	33.15	25.85	51.71
7	21	80x80	70.31	16.57	33.15	25.85	51.71
6	18	90x90	70.31	16.57	33.15	25.85	51.71
5	15	90x90	70.31	16.57	33.15	25.85	51.71
4	12	90x90	70.31	16.57	33.15	25.85	51.71
3	9	100x100	70.31	16.57	33.15	25.85	51.71
2	6	100x100	70.31	16.57	33.15	25.85	51.71
1	3	100x100	70.31	16.57	33.15	25.85	51.71

Ataque biaxial

Cuando las columnas forman parte de un pórtico bidireccional, se debe considerar la entrada biaxial. Normalmente habrá igual probabilidad de que la máxima excitación sísmica

se produzca en cualquier orientación con respecto a los ejes principales, y esto irá acompañado de una excitación simultánea, normalmente de menor intensidad, en la dirección ortogonal. Por lo que, este ataque biaxial es tomado en cuenta para el cálculo de cortante tanto para viga interior y exterior en las siguientes expresiones:

$$V_{ext} = \frac{\sqrt{2} \cdot V_{si}}{L_b}$$

Ecuación 76. Corte en la columna externa

$$V_{int} = \frac{\sqrt{8} \cdot V_{si}}{L_b}$$

Ecuación 77. Corte en la columna interna

$$V_U = 1.3\phi^0 V_E$$

Ecuación 78. Corte último en la columna

Tabla 13. Amplificación dinámica de momentos de columnas

Nivel	Altura, Hi [m]	M _{Bi} (eje colum.) [t.m]	M _{c1,f} (colum int.) [t.m]	M _{c1,f} (colum ext.) [t.m]	MAC,int (eje viga) [t.m]	MAC,ext (eje viga) [t.m]	Vigas bxh [cm]	MUC,int (cara viga) [t.m]	MUC,ext (cara viga) [t.m]
12	36	18.72	26.47	13.24	41.30	20.65	30x65	24.49	3.84
11	33	18.72	26.47	13.24	41.30	20.65	30x65	24.49	3.84
11									
10	30	18.72	26.47	13.24	41.30	20.65	30x65	24.49	3.84
10									
9	27	18.72	26.47	13.24	41.30	20.65	30x65	24.49	3.84
9									
8	24	18.72	26.47	13.24	41.30	20.65	30x65	24.49	3.84
8									
7	21	18.72	26.47	13.24	41.30	20.65	30x65	24.49	3.84
7									
6	18	18.72	26.47	13.24	41.30	20.65	30x65	24.49	3.84
6									
5	15	18.72	26.47	13.24	41.30	20.65	30x65	24.49	3.84
5									
4	12	18.72	26.47	13.24	41.30	20.65	30x65	24.49	3.84
4									
3	9	18.72	26.47	13.24	41.30	20.65	30x65	24.49	3.84
3									
2	6	18.72	26.47	13.24	41.30	20.65	30x65	24.49	3.84
2									
1	3	18.72	26.47	13.24	41.30	20.65	30x65	24.49	3.84
1									
0	0								

$$M_{UC} = M_{AC} - \frac{h_b \cdot V_u}{2}$$

Tabla 14. Cargas axiales en la columna esquinera

Nivel	Altura, Hi [m]	Axial por CM, i [t]	Axial por CM, acum i [t]	Axial por CV [t]	Axial por CV acum[t]	MBi (eje colum.) [t.m]	Carga sísmica Piso, i [t]	Carga sísmica acum [t]	Factor reduc. C.S.A. [t]	Carga sísmica Diseño [t]
12	36	9.43	9.43	2.25	2.25	18.72	16.85	16.85	1.00	16.85
11	33	9.82	19.25	2.25	4.50	18.72	16.85	33.70	0.95	32.01
10	30	9.82	29.06	2.25	6.75	18.72	16.85	50.54	0.93	47.01
9	27	9.94	39.00	2.25	9.00	18.72	16.85	67.39	0.91	61.33
8	24	10.06	49.06	2.25	11.25	18.72	16.85	84.24	0.89	74.97
7	21	10.06	59.12	2.25	13.50	18.72	16.85	101.09	0.86	86.94
6	18	10.19	69.32	2.25	15.75	18.72	16.85	117.94	0.84	99.07
5	15	10.33	79.65	2.25	18.00	18.72	16.85	134.78	0.81	109.18
4	12	10.33	89.98	2.25	20.25	18.72	16.85	151.63	0.79	119.79
3	9	10.48	100.46	2.25	22.50	18.72	16.85	168.48	0.77	129.73
2	6	10.63	111.09	2.25	24.75	18.72	16.85	185.33	0.75	139.00
1	3	10.63	121.73	2.25	27.00	18.72	16.85	202.18	0.72	145.57
0	0	0.00	121.73	2.25	29.25	0.00	0.00			

El calculo de factor de reducción de carga sísmica se especifica en el Anexo IX

Tabla 15. Combinaciones para cargas axiales en columna

Nivel	Altura, Hi [m]	Combo U1=CM+CV	Combo U1=CM+CV+Cs	Combo U1=CM+CV-Cs
12	36	11.68	28.52	-5.17
11	33	23.75	55.76	-8.27
10	30	35.81	82.82	-11.19
9	27	48.00	109.33	-13.32
8	24	60.31	135.29	-14.66
7	21	72.62	159.56	-14.31
6	18	85.07	184.13	-14.00
5	15	97.65	206.82	-11.53
4	12	110.23	230.02	-9.56
3	9	122.96	252.69	-6.77
2	6	135.84	274.84	-3.15
1	3	148.73	294.30	3.16
0	0			

Tabla 16. Cargas axiales en la columna interior

Nivel	Altura, Hi [m]	Axial por CM, i [t]	Axial por CM, acum i [t]	Axial por CV [t]	Axial por CV acum[t]	Combo U1=CM+C V
12	36	37.71	37.71	9.00	9.00	46.71
11	33	39.28	76.98	9.00	18.00	94.98
10	30	39.28	116.26	9.00	27.00	143.26
9	27	39.76	156.01	9.00	36.00	192.01
8	24	40.24	196.25	9.00	45.00	241.25
7	21	40.24	236.48	9.00	54.00	290.48
6	18	40.78	277.26	9.00	63.00	340.26
5	15	41.32	318.59	9.00	72.00	390.59
4	12	41.32	359.91	9.00	81.00	440.91
3	9	41.93	401.84	9.00	90.00	491.84
2	6	42.54	444.38	9.00	99.00	543.38
1	3	42.54	486.92	9.00	108.00	594.92
0	0	0.00	486.92	9.00	117.00	603.92

Refuerzo longitudinal y transversal en columnas

El refuerzo longitudinal al igual que en el método de fuerzas debe cumplir lo establecido por la NEC 2015 con una cuantía del 1% al 3%. Mientras que la cantidad de acero transversal es calculado en base a las solicitaciones obtenidas por este método para cada uno de los niveles como se muestra a continuación en la siguiente tabla, cumpliendo con lo establecido por la normativa ACI 318 2019

Tabla 17. Acero longitudinal y transversal en columnas

Nivel	Altura, Hi [m]	Columnas hcxhc [cm]	ρ	As ref long [varillas]	Vui,2 (columna int.) [t]	Vs [t]	Av [cm ²]	Ash1 [cm ²]	Ash2 [cm ²]	Av Ref Tran (varillas)	As colocado [cm ²]
12	36	70x70	1.28%	20 \emptyset 20 mm	51.707	29.832	1.11	3.41	3.72	4 ramas \emptyset 12 mm	4.52
11	33	70x70	1.28%	20 \emptyset 20 mm	51.707	29.832	1.11	3.41	3.72	4 ramas \emptyset 12 mm	4.52
10	30	70x70	1.28%	20 \emptyset 20 mm	51.707	29.832	1.11	3.41	3.72	4 ramas \emptyset 12 mm	4.52
9	27	80x80	1.19%	20 \emptyset 22 mm	51.707	29.832	0.96	3.38	4.32	4 ramas \emptyset 12 mm	4.52
8	24	80x80	1.19%	20 \emptyset 22 mm	51.707	29.832	0.96	3.38	4.32	4 ramas \emptyset 12 mm	4.52
7	21	80x80	1.19%	20 \emptyset 22 mm	51.707	29.832	0.96	3.38	4.32	4 ramas \emptyset 12 mm	4.52
6	18	90x90	1.21%	20 \emptyset 25 mm	51.707	29.832	0.85	3.36	4.92	5 ramas \emptyset 12 mm	5.65
5	15	90x90	1.21%	20 \emptyset 25 mm	51.707	29.832	0.85	3.36	4.92	5 ramas \emptyset 12 mm	5.65
4	12	90x90	1.21%	20 \emptyset 25 mm	51.707	29.832	0.85	3.36	4.92	5 ramas \emptyset 12 mm	5.65
3	9	100x100	1.23%	20 \emptyset 28 mm	51.707	29.832	0.76	3.34	5.52	5 ramas \emptyset 12 mm	5.65
2	6	100x100	1.23%	20 \emptyset 28 mm	51.707	29.832	0.76	3.34	5.52	5 ramas \emptyset 12 mm	5.65
1	3	100x100	1.23%	20 \emptyset 28 mm	51.707	29.832	0.76	3.34	5.52	5 ramas \emptyset 12 mm	5.65
0	0	0									

Diseño de muros

Envolvente de capacidad de momento del muro

Priestley sugiere una envolvente de momento bilineal igual a la forma que se muestra en la figura..., siendo evidente la dependencia de la demanda de ductilidad. Una envolvente bilineal se define por la capacidad de momento base de sobre resistencia $\phi^{\circ}M_B$, el momento de sobre resistencia de altura media $M^{\circ}_{0.5H}$ y el momento cero en la parte superior de la pared. Donde, el momento de altura media está relacionado con el momento de sobre resistencia mediante la siguiente ecuación:

$$M^{\circ}_{0.5H} = C_{1,T} \cdot \phi^{\circ}M_B$$

Ecuación 79. Momento a altura media

Donde,

$$C_{1,T} = 0.4 + 0.075T_i \left(\frac{\mu_{sys}}{\phi^{\circ}} - 1 \right) \geq 0.4$$

$$\mu_{sys} = \frac{\mu_w V_{w,B} + \mu_F V_{F,B}}{V_B}$$

$$T_i = T_e / \sqrt{\mu}$$

Envolvente de capacidad de fuerza cortante del muro

La fuerza cortante base de diseño por capacidad está relacionada con la fuerza cortante DDBD por la siguiente expresión:

$$V^{\circ}_{base} = \phi^{\circ} \omega_v V_{base}$$

Ecuación 80. Cortante en la base de los muros

Donde,

$$\omega_v = 1 + \frac{\mu_s}{\phi^{\circ}} C_{2,T}$$

Ecuación 81. Coeficiente de amplificación

$$C_{2,T} = 0.4 + 0.2(T_i - 0.5)$$

Es importante tomar en cuenta los efectos de tener vigas a ambos extremos de los muros, los cuales generan una reducción de la demanda de momento.

Se debe calcular el momento en vigas correspondiente al cortante basal unitario calculado al principio del procedimiento. Los cuales deben ser sustraídos del momento unitario en los muros y así poder obtener la demanda de momento real en los muros.

Una vez se obtienen el momento y cortante por muro en la base se realiza el diseño de acero de refuerzo longitudinal y transversal cumpliendo con la normativa la misma que es utilizada en el diseño basado en fuerzas.

3 RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

3.1 Resultados

Tabla 18. Resultados de cortante basal, cortante y momento en el muro

Parámetro	Geometría 1		Geometría 2		Geometría 3	
	FBD	DDBD	FBD	DDBD	FBD	DDBD
Cortante basal	229.3	199.39	293	281.25	310.9	377.8
Cortante en la base del muro	43.34	37.39	57.14	52.73	60.85	70.84
Momento en la base del muro	261	368.33	503	948.06	360	1862.35

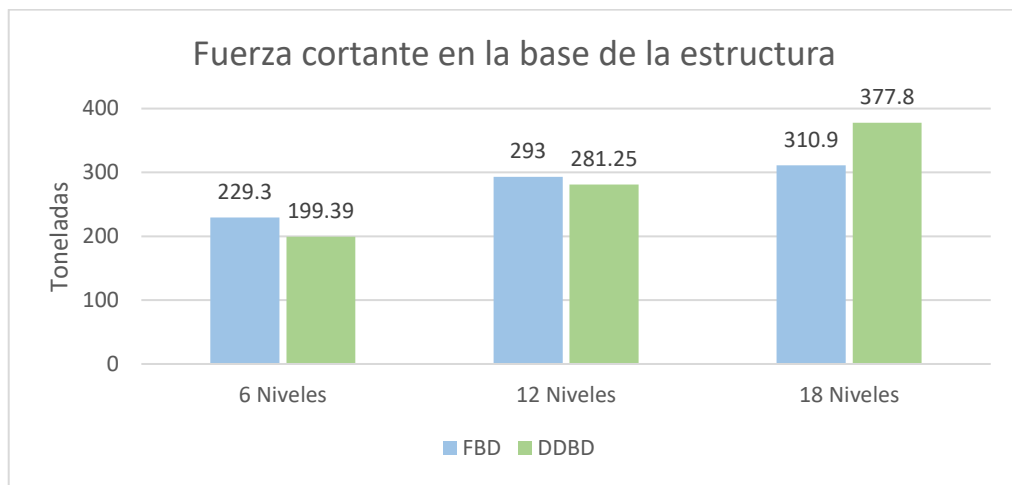


Figura 14. Resultados de fuerza cortante total

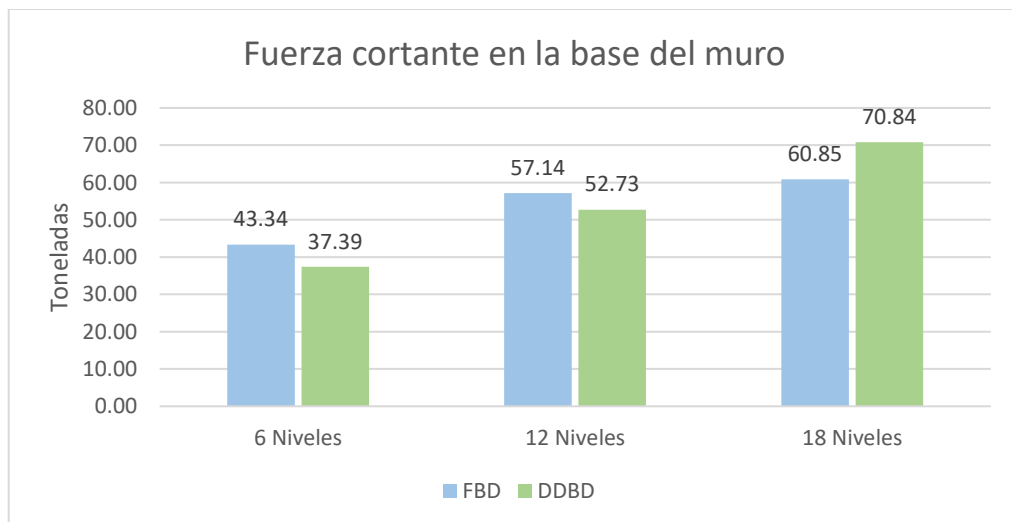


Figura 15. Resultados de fuerza cortante en la base del muro

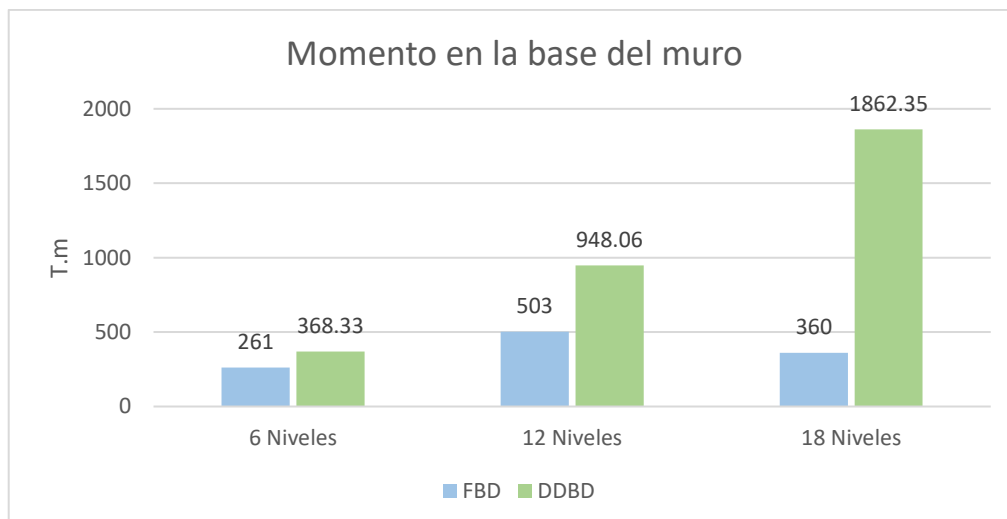


Figura 16. Momento en la base del muro

Tabla 19. Comparación de secciones de vigas en la geometría 1

VIGAS			
Parámetro		Geometría 1	
		FBD	DDBD
Dimensiones		30x65	30x65
Acero longitudinal	As (-) [cm²]	10.05	6.03
	As (+) [cm²]	6.03	6.03
Acero longitudinal zona más armada	As (-) varillas	5ø16 mm	3ø16 mm
	As (+) varillas	3ø16 mm	3ø16 mm
Acero transversal en Lo		1Eø10mm @9 cm	1Eø10mm @9 cm
Acero transversal		1Eø10mm @18 cm	1Eø10mm @18 cm
Acero longitudinal	ρ %	0.82%	0.62%

Tabla 20. Comparación de secciones de vigas en la geometría 2

VIGAS			
Parámetro		Geometría 2	
		FBD	DDBD
Dimensiones		30x65	30x65
Acero longitudinal	As (-) [cm²]	13.45	6.03
	As (+) [cm²]	7.63	6.03
Acero longitudinal zona más armada	As (-) varillas	3ø20 mm y 2ø16 mm	3ø16 mm
	As (+) varillas	3ø18 mm	3ø16 mm
Acero transversal en Lo		1Eø10mm @9 cm	1Eø10mm @9 cm
Acero transversal		1Eø10mm @18 cm	1Eø10mm @18 cm
Acero longitudinal	ρ %	1.08%	0.62%

Tabla 21. Comparación de secciones de vigas en la geometría 3

VIGAS			
Parámetro		Geometría 3	
		FBD	DDBD
Dimensiones		30x65	30x65
Acero longitudinal	As (-) [cm²]	13.92	6.03
	As (+) [cm²]	6.03	6.03
Acero longitudinal zona más armada	As (-) varillas	3ø18 mm y 2ø20 mm	3ø16 mm
	As (+) varillas	3ø16 mm	3ø16 mm
Acero transversal en Lo		1Eø10mm @9 cm	1Eø10mm @9 cm
Acero transversal		1Eø10mm @18 cm	1Eø10mm @18 cm
Acero longitudinal	ρ %	1.02%	0.62%

Tabla 22. Esquemas de corte transversal de vigas

Geometría	FBD	DDBD
1	<p>Acero Ø16 mm</p>	<p>Acero Ø16 mm</p>
2	<p>Acero Ø20 mm Acero Ø18 mm Acero Ø16 mm</p>	<p>Acero Ø16 mm</p>

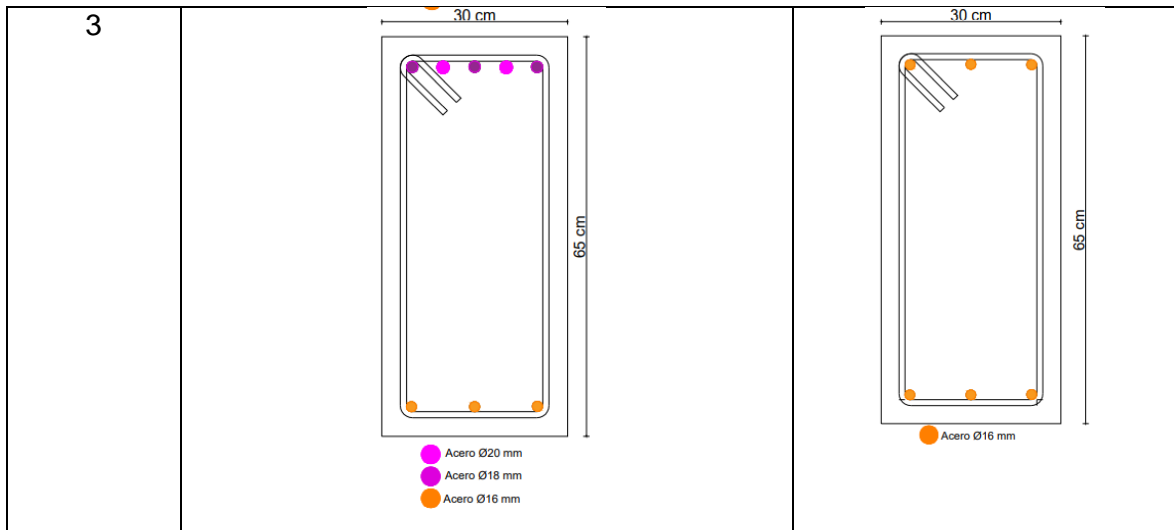


Tabla 23. Comparación de secciones de columnas en la geometría 1

COLUMNAS			
Parámetro	Nivel	Geometría 1	
		FBD	DDBD
Dimensiones	Nivel 4-6	70x70	70x70
	Nivel 1-3	80x80	80x80
Acero longitudinal	Nivel 4-6	20φ20mm	20φ20mm
	Nivel 1-3	20φ22mm	20φ22mm
Acero transversal	Nivel 4-6	5ramφ10mm@10cm	4ramφ12mm@10cm
	Nivel 1-3	5ramφ12mm@10cm	4ramφ12mm@10cm

Tabla 24. Comparación de secciones de columnas en la geometría 2

COLUMNAS			
Parámetro	Nivel	Geometría 2	
		FBD	DDBD
Dimensiones	Nivel 4-6	90x90	90x90
	Nivel 1-3	100x100	100x100
Acero longitudinal	Nivel 10-12	20φ20mm	20φ20mm
	Nivel 7-9	20φ22mm	20φ22mm
	Nivel 4-6	20φ25mm	20φ25mm
	Nivel 1-3	20φ28mm	20φ28mm
Acero transversal	Nivel 10-12	5ramφ10mm@10cm	4ramφ12mm@10cm
	Nivel 7-9	5ramφ12mm@10cm	4ramφ12mm@10cm
	Nivel 4-6	6ramφ12mm@10cm	5ramφ12mm@10cm
	Nivel 1-3	6ramφ12mm@8cm	5ramφ12mm@10cm

Tabla 25. Comparación de secciones de columnas en la geometría 3

COLUMNAS			
Parámetro	Nivel	Geometría 3	
		FBD	DDBD
Dimensiones	Nivel 4-6	90x90	90x90
	Nivel 1-3	100x100	100x100
Acero longitudinal	Nivel 16-18	20φ18mm	20φ18mm
	Nivel 13-15	20φ18mm	20φ18mm
	Nivel 10-12	20φ20mm	20φ20mm
	Nivel 7-9	20φ22mm	20φ22mm
	Nivel 4-6	20φ25mm	20φ25mm
	Nivel 1-3	20φ28mm	20φ28mm
	Acero transversal	Nivel 16-18	5ramφ10mm@10cm
Nivel 13-15		5ramφ10mm@10cm	3ramφ12mm@10cm
Nivel 10-12		4ramφ12mm@10cm	4ramφ12mm@10cm
Nivel 7-9		5ramφ12mm@10cm	4ramφ12mm@10cm
Nivel 4-6		6ramφ12mm@10cm	5ramφ12mm@10cm
Nivel 1-3		6ramφ12mm@10cm	5ramφ12mm@10cm

Tabla 26. Esquemas de corte transversal de columnas geometría 1

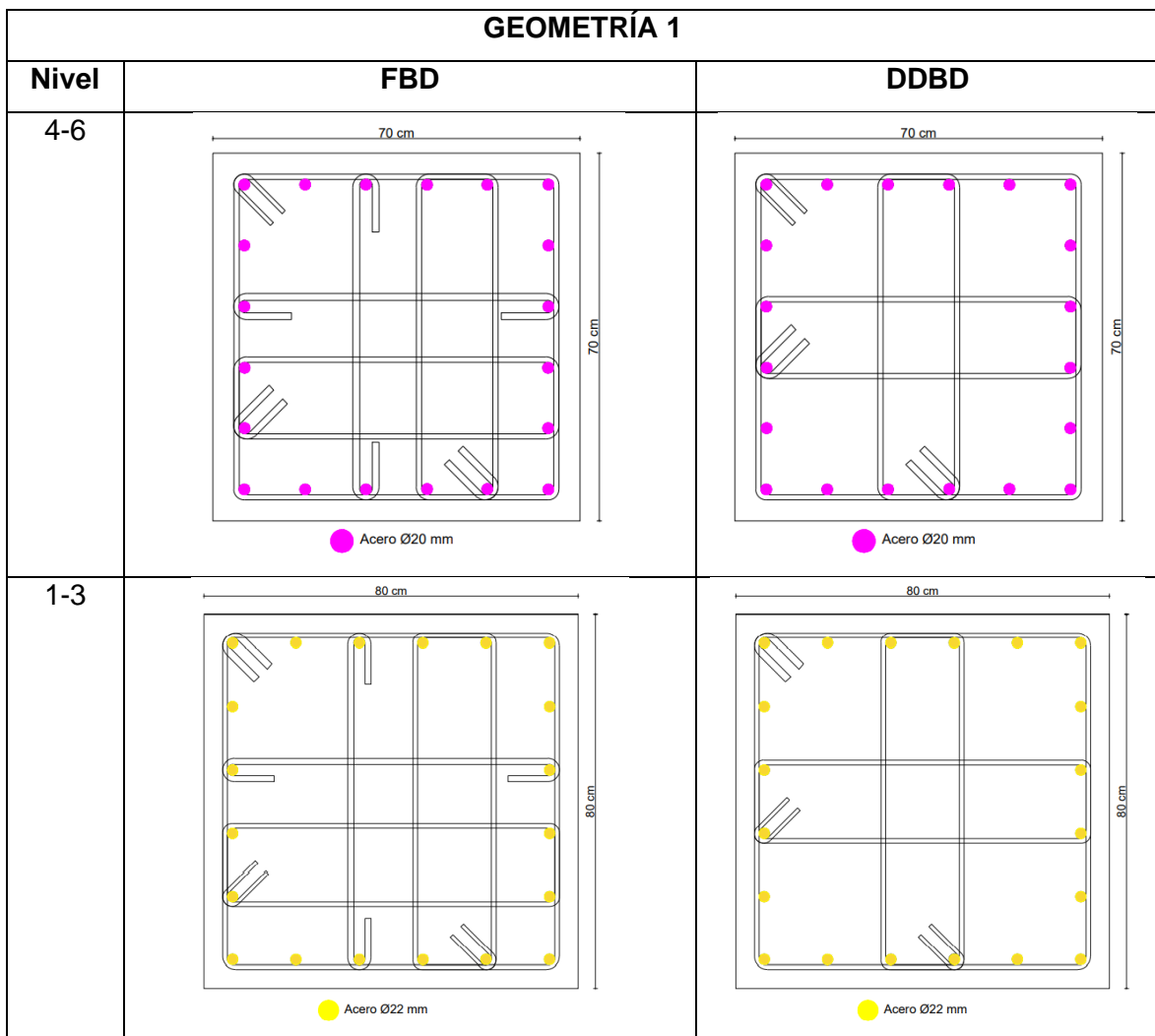


Tabla 27. Esquemas de corte transversal de columnas geometría 2

GEOMETRÍA 1		
Nivel	FBD	DDBD
10-12	<p style="text-align: center;">● Acero Ø20 mm</p>	<p style="text-align: center;">● Acero Ø20 mm</p>
7-9	<p style="text-align: center;">● Acero Ø22 mm</p>	<p style="text-align: center;">● Acero Ø22 mm</p>
4-6	<p style="text-align: center;">● Acero Ø25 mm</p>	<p style="text-align: center;">● Acero Ø25 mm</p>

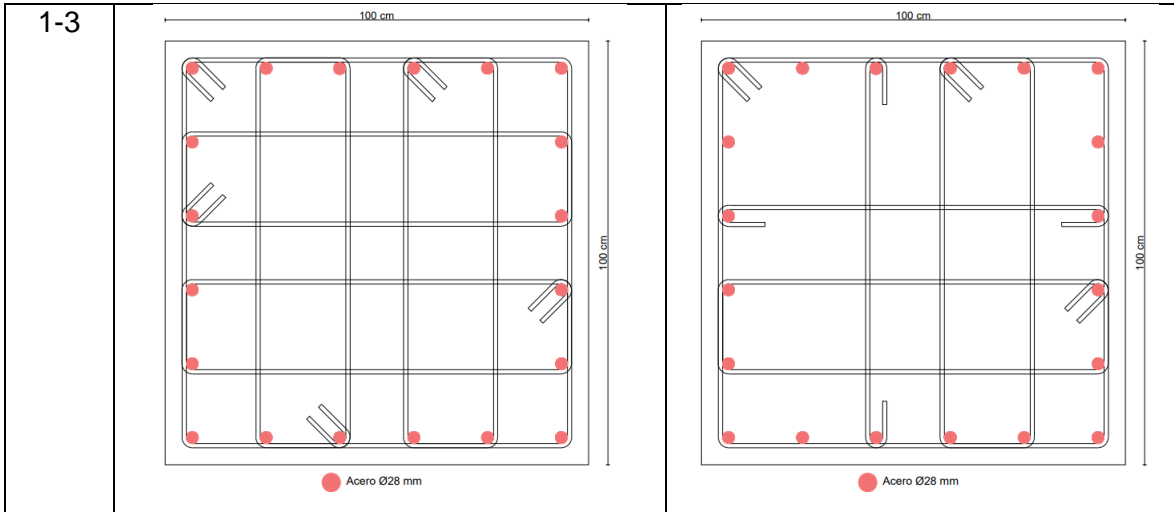
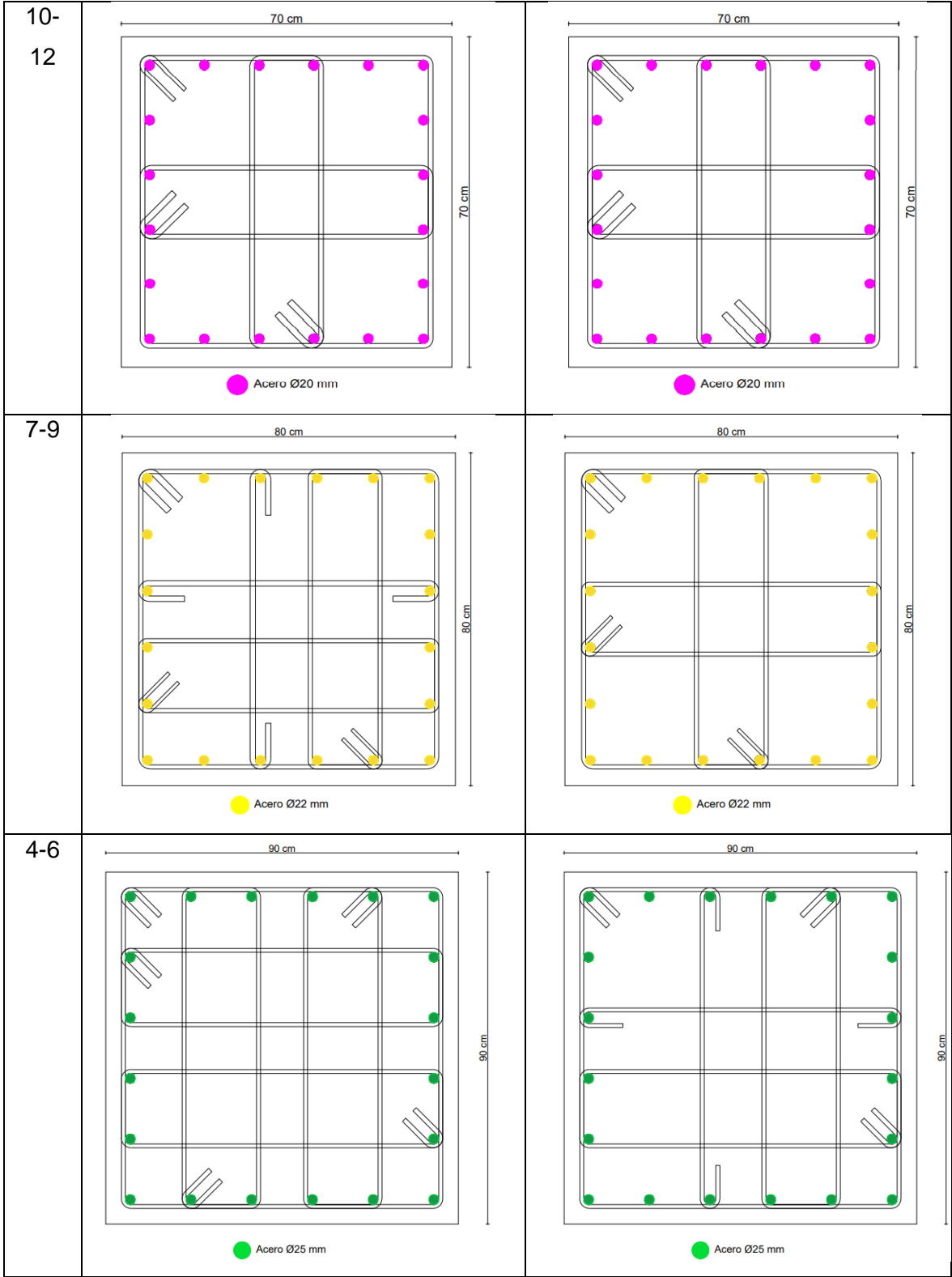


Tabla 28. Esquemas de corte transversal de columnas geometría 3

GEOMETRÍA 1		
Nive	FBD	DDBD
I		
16-18		
13-15		



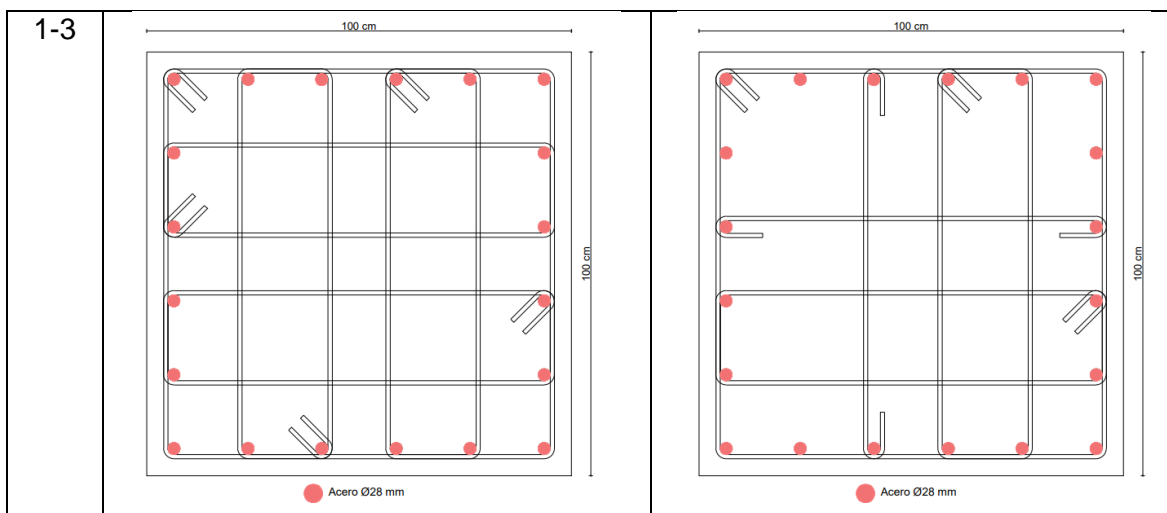


Tabla 29. Comparación de secciones de muros en la geometría 1

MUROS			
Parámetro		Geometría 1	
		FBD	DDBD
Dimensiones	lw	2.5 m	2.5 m
	Lc	30 cm	30 cm
	bw	20 cm	20 cm
Acero longitudinal	Cabezal	12φ14	12φ14
	Alma	2φ14@20 cm	2φ14@15 cm
Acero a corte cabezales	Columna	4φ10@8 cm	4φ10@8 cm
	Ramas largas	2φ10@8 cm	2φ10@8 cm
	Ramas cortas	0	0
Acero a corte alma	Alma	2φ12@15 cm	2φ12@15 cm
Cuantía longitudinal total		0.82%	0.96%

Tabla 30. Comparación de secciones de muros en la geometría 2

MUROS			
Parámetro		Geometría 2	
		FBD	DDBD
Dimensiones	lw	3 m	3 m
	Lc	40 cm	40 cm
	bw	25 cm	25 cm
Acero longitudinal	Cabezal	12φ14	12φ18
	Alma	2φ12@15 cm	2φ16@10 cm
Acero a corte cabezales	Columna	4φ10@8 cm	4φ10@10 cm
	Ramas largas	2φ10@8 cm	2φ10@10 cm
	Ramas cortas	0	0
Acero a corte alma	Alma	2φ12@15 cm	2φ12@15 cm
Cuantía longitudinal total		0.60%	4.82%

Tabla 31. Comparación de secciones de muros en la geometría 3

MUROS			
Parámetro		Geometría 3	
		FBD	DDBD
Dimensiones	lw	3.2 m	3.2 m
	Lc	30 cm	60 cm
	bw	20 cm	50 cm
Acero longitudinal	Cabezal	12φ12	20φ22
	Alma	2φ12@25 cm	2φ22@10 cm
Acero a corte cabezales	Columna	3φ10@8 cm	5φ10@10 cm
	Ramas largas	2φ10@7 cm	3φ12@10 cm
	Ramas cortas	1φ10@7 cm	0
Acero a corte alma	Alma	2φ12@15 cm	2φ16@10 cm
Cuantía longitudinal total		0.53%	1.33%

Tabla 32. Esquemas de corte transversal de muros geometría 1

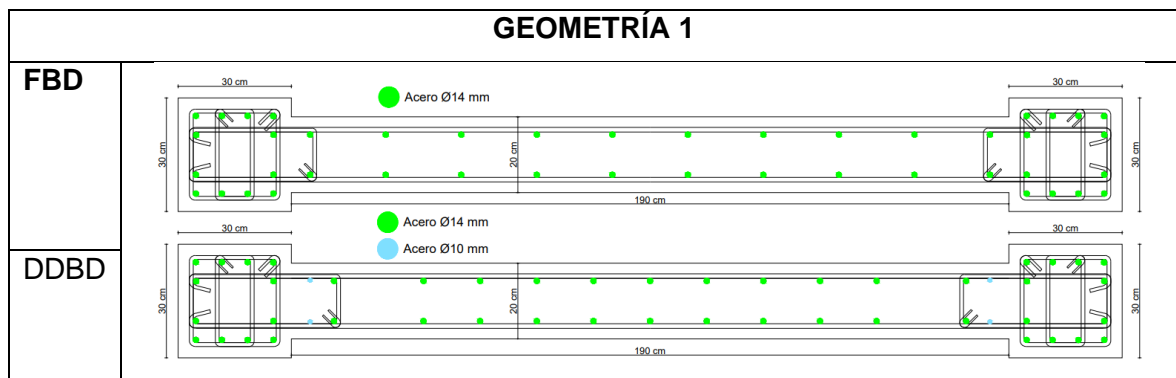


Tabla 33. Esquemas de corte transversal de muros geometría 2

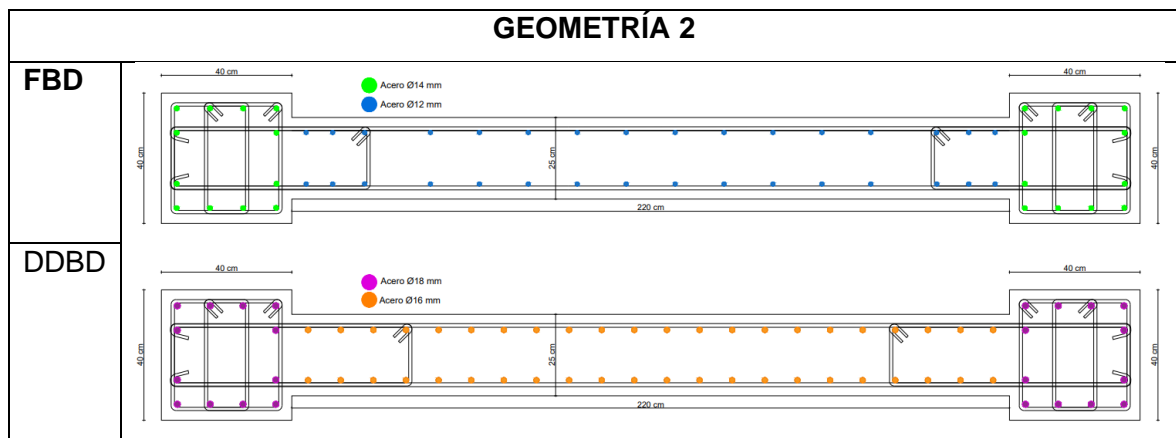


Tabla 34. Esquemas de corte transversal de muros geometría 3

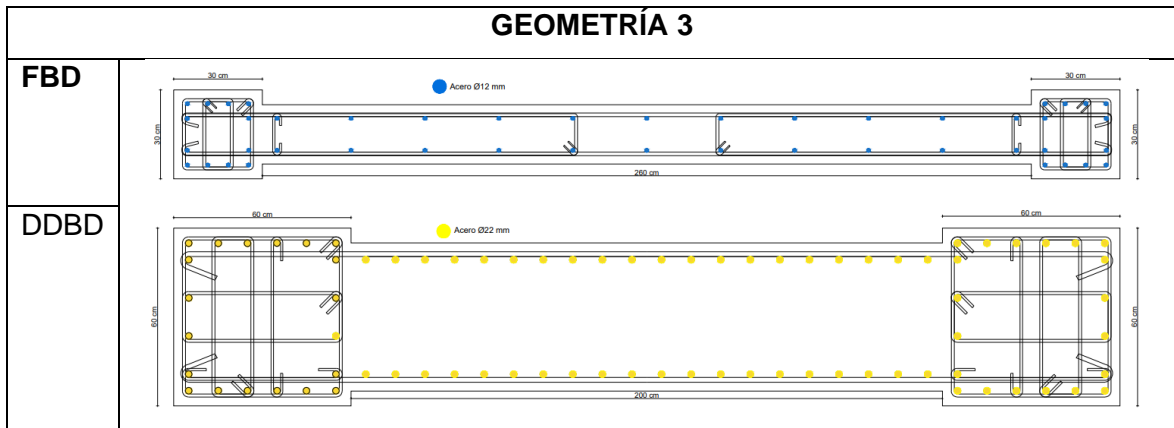


Tabla 33. Comparación de derivas

Derivas						
Piso	Geometría 1		Geometría 2		Geometría 3	
	FBD	DDBD	FBD	DDBD	FBD	DDBD
18	0.92%	0.92%				
17	0.92%	0.92%				
16	0.92%	0.92%				
15	0.92%	0.92%				
14	0.92%	0.92%				
13	0.91%	0.91%				
12	0.89%	0.89%	1.38%	1.38%		
11	0.87%	0.87%	1.38%	1.38%		
10	0.83%	0.83%	1.38%	1.38%		
9	0.78%	0.78%	1.36%	1.36%		
8	0.73%	0.73%	1.31%	1.31%		
7	0.66%	0.66%	1.23%	1.23%		
6	0.59%	0.59%	1.13%	1.13%	0.58%	1.98%
5	0.50%	0.50%	0.99%	0.99%	0.75%	1.89%
4	0.41%	0.41%	0.82%	0.82%	0.91%	1.71%
3	0.30%	0.30%	0.62%	0.62%	0.94%	1.43%
2	0.19%	0.19%	0.40%	0.40%	0.86%	1.06%
1	0.06%	0.06%	0.14%	0.14%	0.45%	0.60%
0	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%

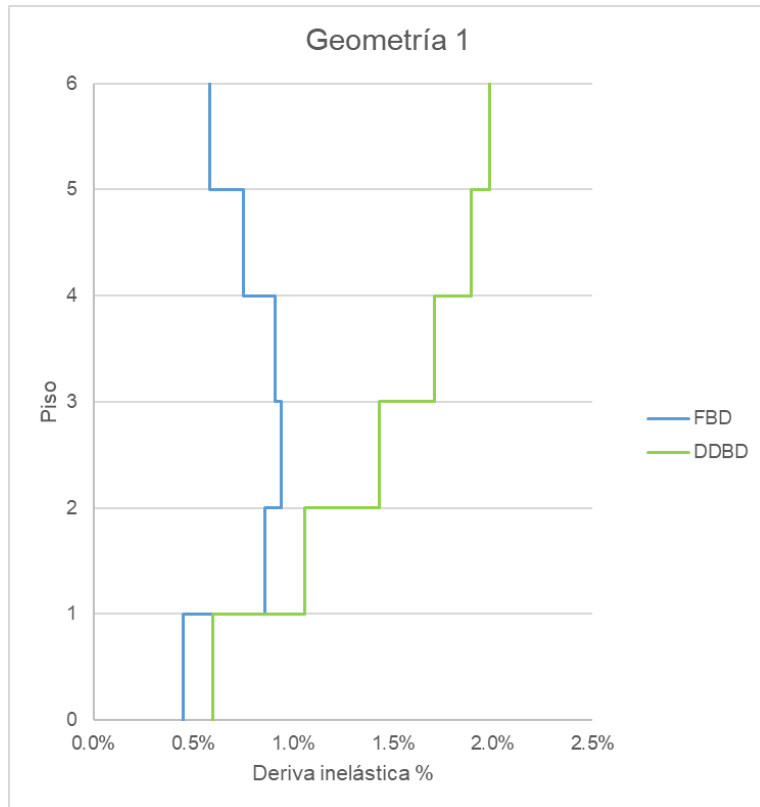


Figura 17. Comparación de derivas en la geometría 1

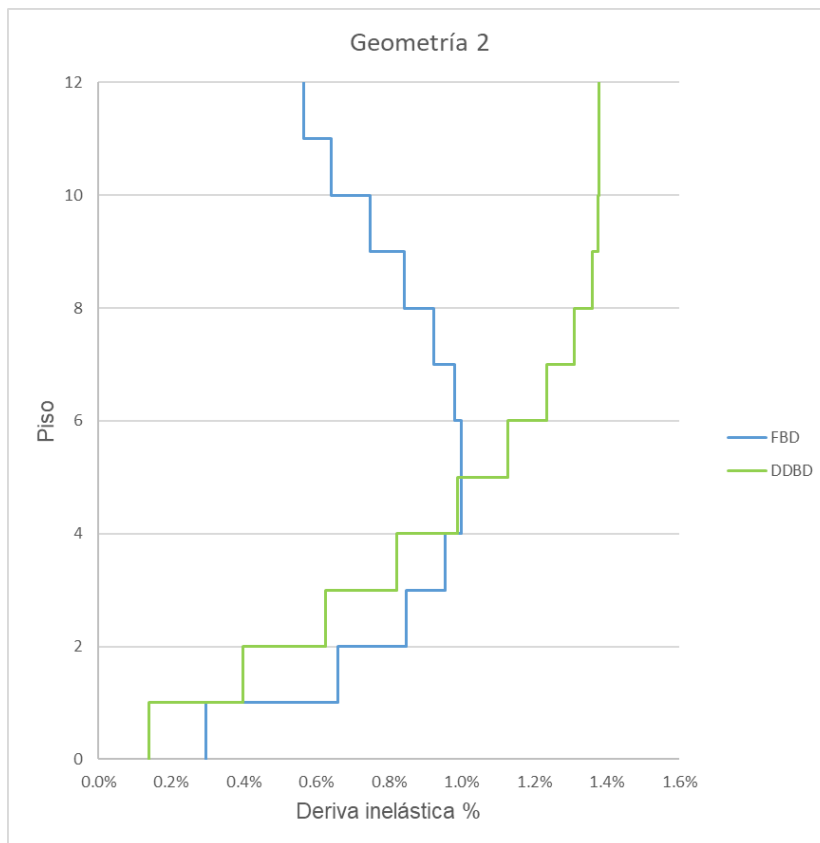


Figura 18. Comparación de derivas en la geometría 2

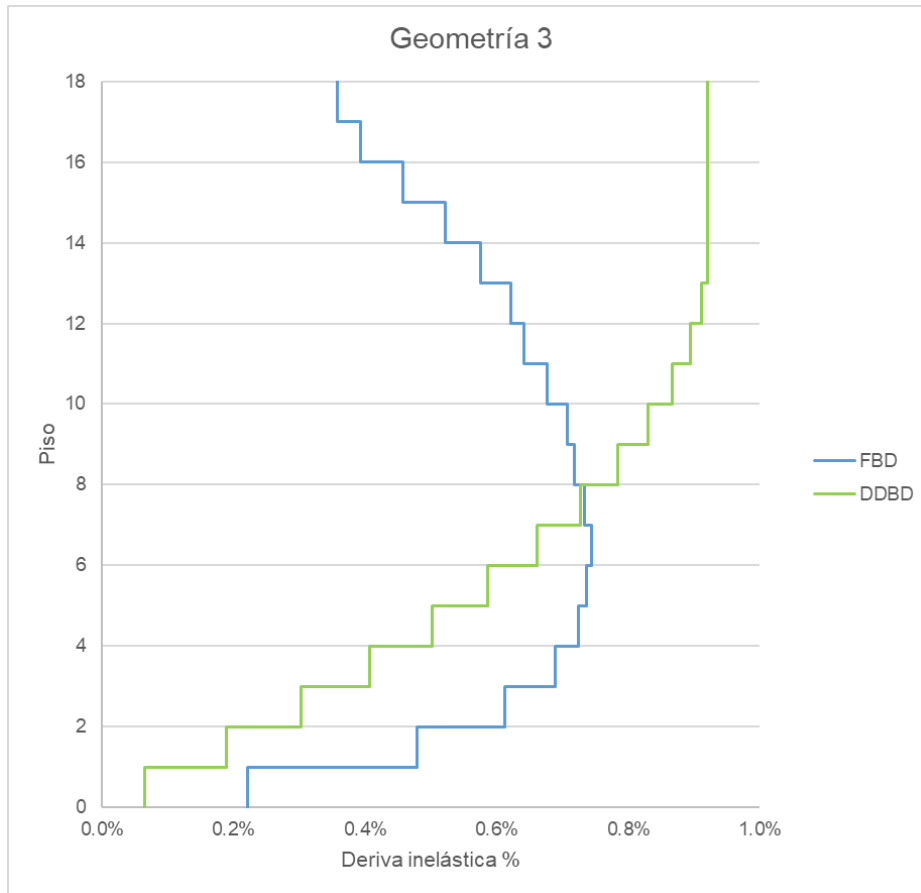


Figura 19. Comparación de derivas en la geometría 3

Tabla 34. Comparación de desplazamientos

Desplazamientos						
Piso	Geometría 1		Geometría 2		Geometría 3	
	FBD [mm]	DDBD [mm]	FBD [mm]	DDBD [mm]	FBD [mm]	DDBD [mm]
18	52.46	369.95				
17	51.17	342.32				
16	49.32	314.69				
15	47.03	287.07				
14	44.42	259.44				
13	41.55	231.84				
12	38.43	204.48	46.26	364.12		
11	35.22	177.65	44.23	322.79		
10	31.84	151.63	41.27	281.47		
9	28.30	126.72	37.53	240.18		
8	24.71	103.21	33.31	199.40		
7	21.04	81.38	28.70	160.04		
6	17.32	61.52	23.78	123.00	21.86	260.21
5	13.64	43.93	18.78	89.18	19.42	200.67
4	10.01	28.89	13.79	59.49	15.67	143.90
3	6.57	16.68	9.02	34.82	11.11	92.68
2	3.50	7.61	4.78	16.08	6.41	49.78
1	1.11	1.95	1.48	4.17	2.20	17.96
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

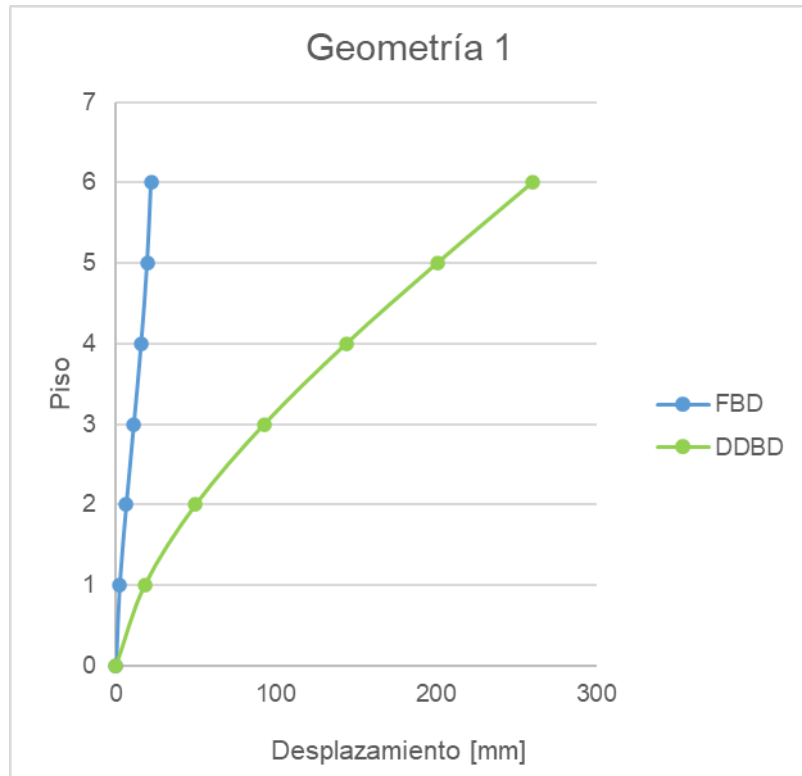


Figura 20. Comparación de desplazamientos en la geometría 1

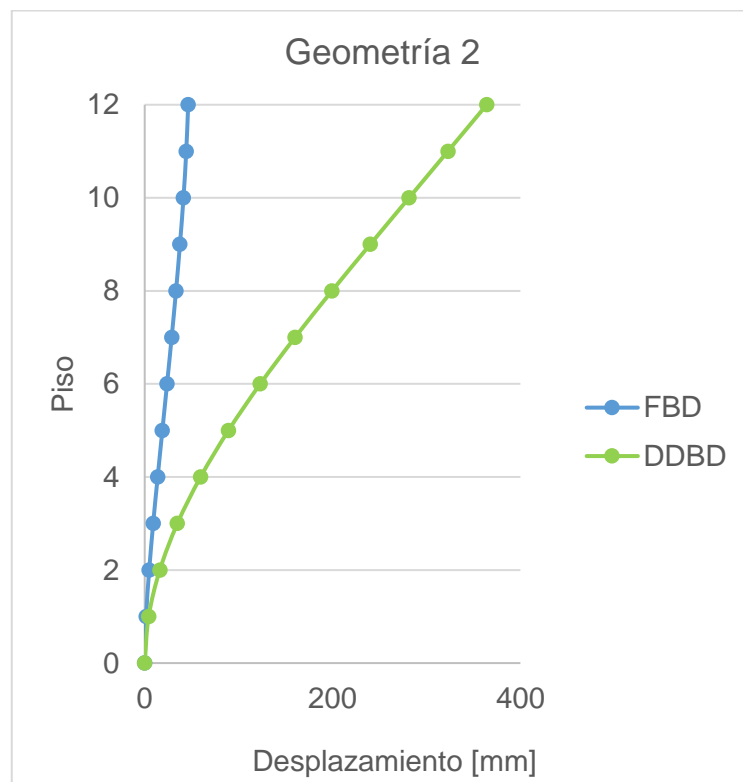


Figura 21. Comparación de desplazamientos en la geometría 2

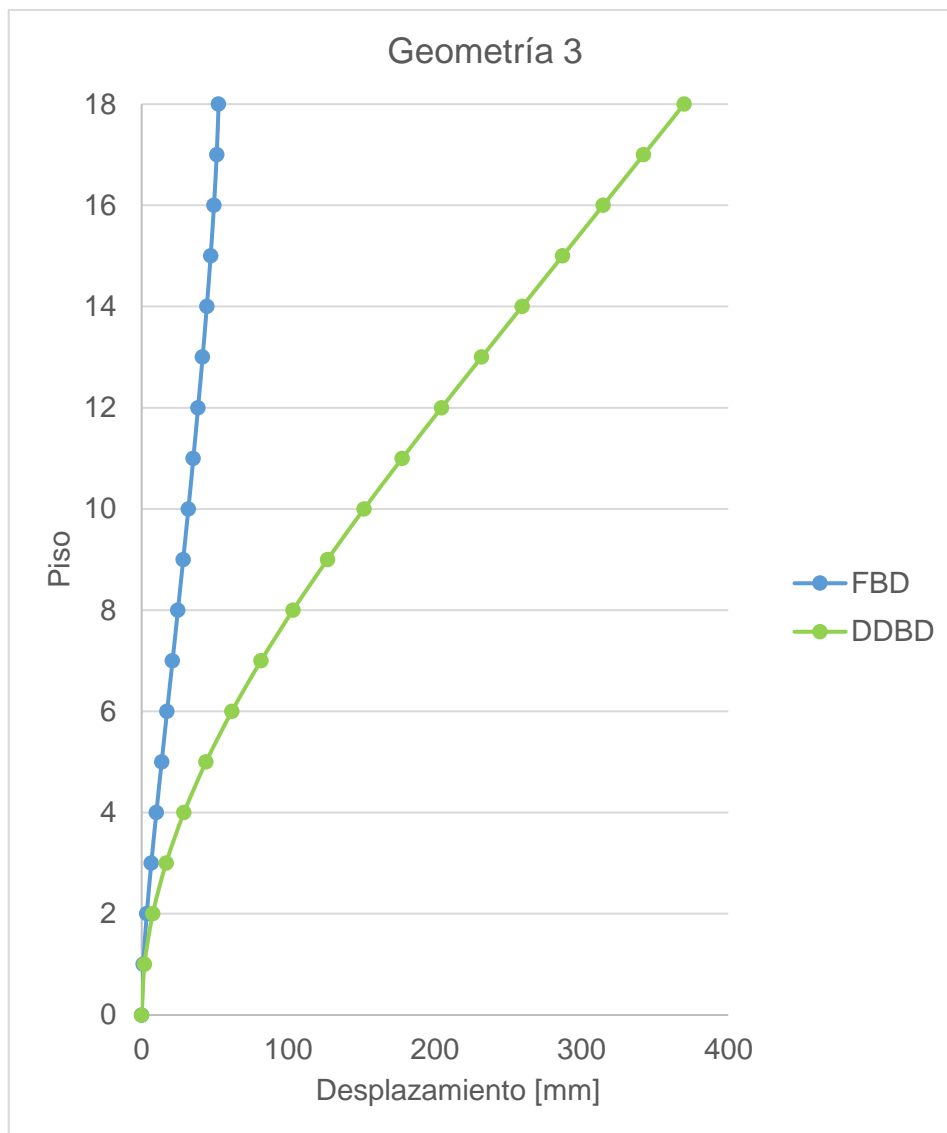


Figura 23. Comparación de desplazamientos en la geometría 3

3.2 Conclusiones

La mayor ventaja del método de desplazamientos es que su punto de partida para el cálculo de las solicitaciones que debe soportar la estructura es la deriva, la cual se garantiza desde el principio que no sea excedida por la que establece la normativa nacional.

Una de las principales diferencias entre el método de las fuerzas y el método de desplazamientos es que en este último se define el porcentaje de cortante que será absorbido por los pórticos, de tal manera que se asegura que la estructura cumpla con la dualidad de la tipología de interés de este componente. Mientras que en el método de fuerzas se verifica la dualidad de la estructura una vez culmine el diseño y se conozcan las secciones finales de los elementos, lo que significa llevar a cabo un proceso iterativo para

poder cumplir con este requerimiento. Puesto que se deberá cambiar las secciones hasta alcanzar un máximo porcentaje de cortante absorbido por los muros del 80%. Así mismo, si los desplazamientos calculados exceden los límites de desplazamiento especificados por el código se requiere un rediseño, es decir aumentando el tamaño de las secciones y se debería repetir el procedimiento.

En cuanto al cortante basal, no solo existe diferencia en el proceso de cálculo entre ambos métodos, sino también en los resultados, pues se puede observar que en las estructuras de 12 y 18 pisos el valor de cortante basal obtenido por el método de desplazamientos es mayor que el calculado por el método de fuerzas.

A pesar de que el porcentaje de cortante absorbido por los muros en DDBD es 75% en todos los casos y en el método FBD este porcentaje se encuentra en un rango de 76% al 79%, el cortante y el momento en la base del muro es mucho mayor en el método basado en desplazamientos, esto se debe a los coeficientes de amplificación que se aplican durante el procedimiento de diseño de este método y que tienen mayor influencia a medida que la estructura aumenta el número de pisos.

El pre-dimensionamiento de los elementos estructurales es un proceso que permite conocer de manera breve las posibles propiedades geométricas y mecánicas que los elementos podrían tener, pero luego del diseño por cada una de las metodologías estas dimensiones pueden variar de acuerdo con su capacidad de resistencia a las solicitaciones. En base a los resultados obtenidos en cuanto a vigas y columnas se puede observar que no existe variación de dimensiones, pero sí de las cuantías de acero de refuerzo longitudinal y transversal. Sin embargo, en cuanto a muros existe una gran diferencia en el tamaño de la sección de la tercera geometría, pues existe la necesidad de aumentar la sección debido a la sollicitación de momentos en el muro obtenidos mediante DDBD con respecto al método de fuerzas FBD.

Mediante las gráficas de comparación de los desplazamientos en cada una de las geometrías presentadas en los resultados, el perfil de desplazamientos del método por desempeño es mucho mayor que el de fuerzas lo que indica que este primer método es menos conservador. permitiendo a la estructura tener desplazamientos mayores sin dejar a un lado la resistencia ante las cargas gravitacionales y sísmicas.

3.3 Recomendaciones

En el proceso de diseño basado en desplazamientos se debe tomar en cuenta y especial importancia los casos especiales en los que puede caer la estructura cuando el desplazamiento de fluencia no cumple con las condiciones del espectro de desplazamientos, pues esto influencia en los resultados de perfil de desplazamientos que posteriormente permiten la obtención de las acciones eternas.

Se recomienda la implementación del método de diseño basado en desplazamientos en diferentes tipos de estructuras, con particularidades geométricas tanto en planta como en elevación, que permitan ampliar el campo de estudio dentro de este método sugerido por la normativa como una opción alternativa y poder conocer su implementación en estructuras reales.

El proceso iterativo que se lleva a cabo dentro del diseño basado en fuerzas termina cuando existe un equilibrio entre los resultados de periodo fundamental de la estructura, derivas, desplazamientos, porcentaje de dualidad y cumplimiento de requisitos sismorresistentes.

Tener en cuenta que, aunque los valores reales de los momentos de muro no se conocerán al principio del proceso de diseño, la forma del perfil de momentos está definida por la elección de porcentaje de cortante que absorben los pórticos, es decir, βF .

4 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI Committee 318. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)*.

NEC 15. (2015). *NEC-SE-CG*.

NEC 15. (2015). *NEC-SE-DS*.

Montejo, L. A., & Kowalsky, M. J. (2007). *CUMBIA*.

Ordoñez, J. (2015). *Diseño sísmico basado en desplazamientos de estructuras de hormigón armado aporticadas y estructuras con muros de corte*. EPN.

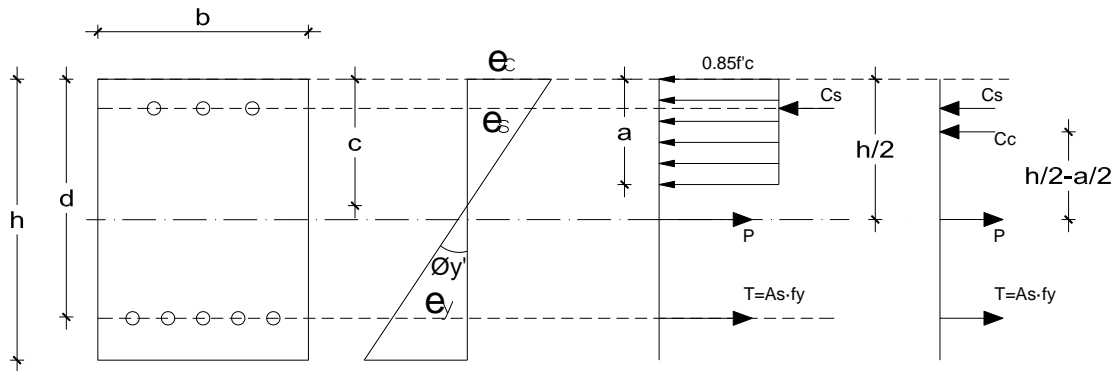
Priestley, M. J., Calvi, G. M., & Kowalsky, M. (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. EUCENTRE.

Sullivan, T.J., Priestley, M.J. & Calvi, G.M. (2012). *A model code for the Displacement-Based Seismic Design of Structures*. EUCENTRE.

1 ANEXOS

ANEXO I

DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA



ϵ_y : deformación del acero en la fluencia

c : altura del eje neutro

$$a = c \cdot \beta_1$$

$$C_s = A_s' \cdot f_s$$

$$C_c = 0.85 f_c' \cdot a \cdot b$$

$$T_s = A_s \cdot f_y$$

P : carga axial, positiva cuando está produciendo compresión

$$\phi_y' = \frac{\epsilon_y}{d - c}$$

$$M_{y'} = \sum M c g$$

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

$$C_c + C_s = P + T_s$$

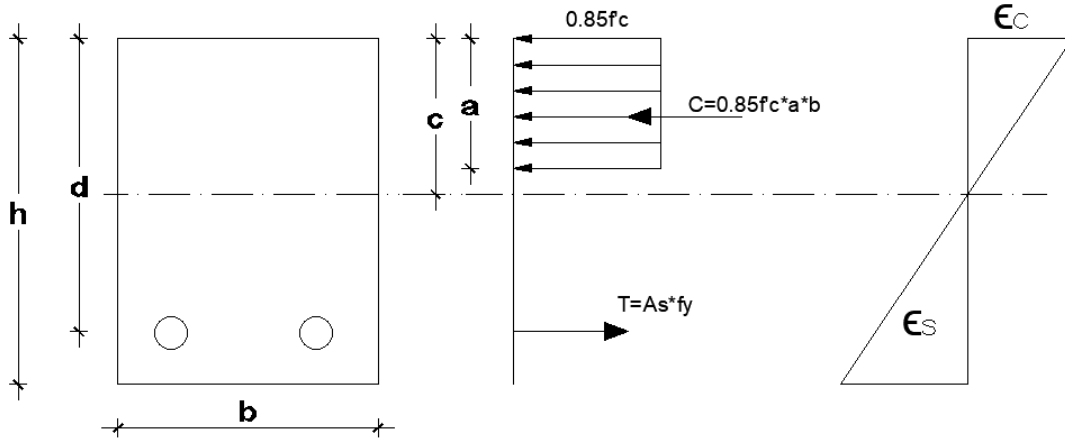
ANEXO II

FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA

Acción o Elemento Estructural		ϕ	Excepciones
(a)	Momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados	0.65 a 0.9 de acuerdo con 21.2.2	Cerca de los extremos de elementos pretensados donde los torones no se han desarrollado totalmente, ϕ debe cumplir con 21.2.3.
(b)	Cortante	0.75	Se presentan requisitos adicionales en 21.2.4 para estructuras diseñadas para resistir efectos sísmicos.
(c)	Torsión	0.75	—
(d)	Aplastamiento	0.65	—
(e)	Zonas de anclajes de postensado	0.85	—
(f)	Cartelas y ménsulas	0.75	—
(g)	Puntales, tensores, zonas nodales y áreas de apoyo diseñadas de acuerdo con el método puntal-tensor del Capítulo 23	0.75	—
(h)	Componentes de conexiones de miembros prefabricados controlados por fluencia de los elementos de acero a tracción	0.9	—
(i)	Elementos de concreto simple	0.6	—
(j)	Anclajes en elementos de concreto	0.45 a 0.75 de acuerdo con el Capítulo 17	—

ANEXO III

BLOQUE DE COMPRESIÓN DE WHITNEY



β_1 se define como el factor que relaciona la profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro, este valor se calcula de acuerdo con la siguiente tabla

f'_c , MPa	β_1	
$17 \leq f'_c \leq 28$	0.85	(a)
$28 < f'_c < 55$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 28)}{7}$	(b)
$f'_c \geq 55$	0.65	(c)

Equilibrio de compatibilidad de deformaciones

$$\frac{\epsilon_c}{c} = \frac{\epsilon_s}{d-c} \quad (1)$$

Equilibrio de Fuerzas Internas

$$T = C$$

$$T = A_s \cdot f_y \quad (2)$$

$$C = 0.85 \cdot f'_c \cdot q \cdot b \quad (3)$$

Sabiendo que,

ρ =Cuantía del refuerzo A_s evaluada sobre el área bd , según la sección 4.2.4 de la NEC 2015

Es decir:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad (4)$$

(4) en (2)

$$T = \rho \cdot b \cdot d \cdot f_y \quad (5)$$

Entonces,

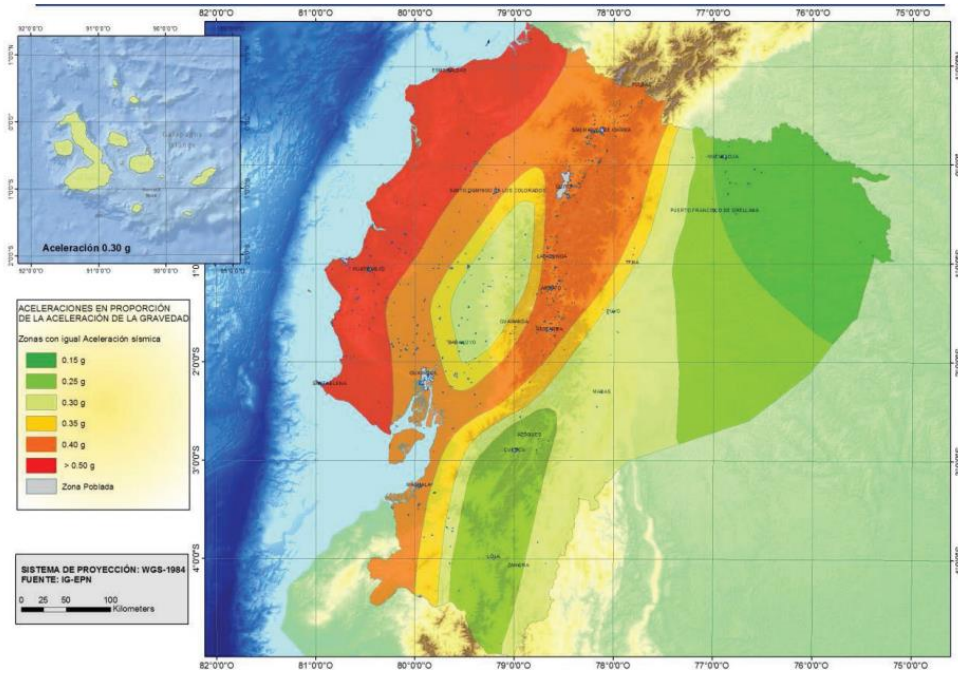
$$\rho \cdot b \cdot d \cdot f_y = 0.85 \cdot f'_c \cdot q \cdot b$$

$$\rho = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{a}{d}$$

$$\rho = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{\beta_1 \cdot c}{d}$$

ANEXO IV

PARÁMETROS PARA LA ESTIMACIÓN DE CARGAS SÍSMICAS



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
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
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 la sección 10.5.4					

Tabla 3: Tipo de suelo y Factores de sitio F_a

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
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	1.11	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

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
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

- Relación de amplificación espectral, η
Este parámetro que varían dependiendo de la región del Ecuador, y se determina de la siguiente manera:
 - $\eta=1.80$ para provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)
 - $\eta=2.48$ para provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
 - $\eta=2.60$ para provincias del Oriente
- Factor r
Es un factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto con un valor de 1 para cualquier tipo de suelo, excepto tipo E, pues para este se tiene un valor de 1.5

$$T_o = 0.1F_s \cdot \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0.55F_s \cdot \frac{F_d}{F_a}$$

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

Tabla 6: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

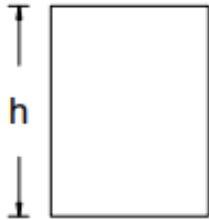
Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8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

Tabla 15: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles

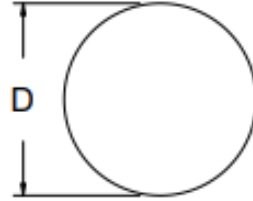
Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
> 2.5	2

ANEXO V

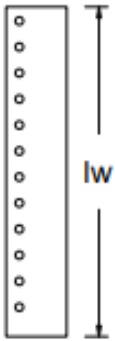
ESTIMACIONES SIMPLIFICADAS DE CURVATURA PARA DIFERENTES SECCIONES



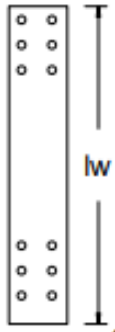
$$\phi_Y = \frac{2.1 \cdot \varepsilon_y}{h}; \varepsilon_y = \frac{\sigma_Y}{E}$$



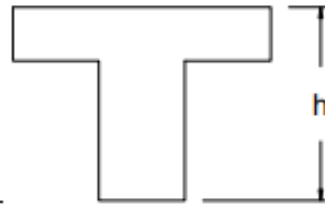
$$\phi_Y = \frac{2.25 \cdot \varepsilon_y}{D}$$



$$\phi_Y = \frac{2 \cdot \varepsilon_y}{lw}$$



$$\phi_Y = \frac{2.15 \cdot \varepsilon_y}{lw}$$



$$\phi_Y = \frac{1.7 \cdot \varepsilon_y}{h}$$



$$\phi_Y = \frac{2.2 \cdot \varepsilon_y}{h}$$

ANEXO VI

APLICACIÓN DE FACTOR DE ESCALAMIENTO

Modelos para factores de escalamiento de amortiguamiento

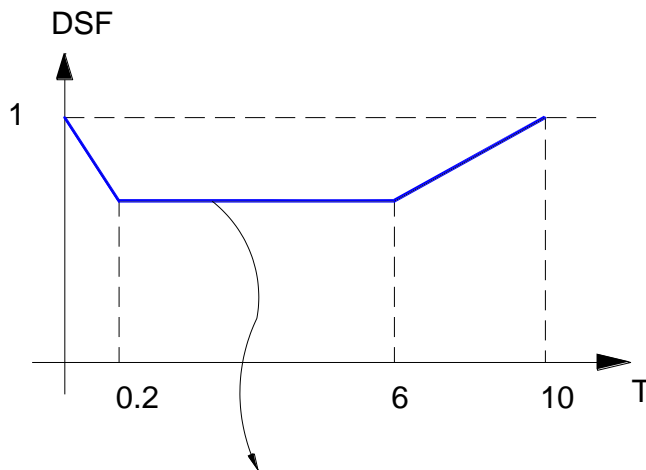
- **Modelo de Rezaeian**

Propuesto en 2014 utiliza un grupo de acelerogramas a nivel mundial en regiones activas de sismos corticales.

- **Modelo de Kong**

Es una simplificación del modelo de Rezaeian que fue propuesto en 2015; es válido para amortiguamientos mayores al 5% y periodos mayores a 0.2 segundos. Este modelo depende solo de M_w y del periodo.

Por otro lado, el modelo del eurocódigo EC8 antiguo se especifica lo siguiente:



$$DSF = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$$

Modelo sugerido para DDBD

$$DSF = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \rightarrow \text{Campo lejano}$$

$$DSF = \sqrt[4]{\frac{7}{2 + \xi}} \rightarrow \text{Campo cercano}$$

ANEXO VII

CASOS ESPECIALES

a) Desplazamiento de fluencia excede al valor correspondiente del 5% de amortiguamiento en el periodo de la esquina

Con estructuras extremadamente flexibles o cuando la intensidad sísmica de diseño es baja, es posible que el desplazamiento de fluencia supere el 5% del desplazamiento de la respuesta elástica de amortiguamiento $\Delta_{c,5}$ en el periodo de la esquina, T_c . En este caso el periodo de respuesta elástica calculado será mayor que T_c , el desplazamiento de respuesta será igual a $\Delta_{c,5}$ y el cortante base de diseño viene dado por la siguiente ecuación

$$V_{base} = K_{el} \cdot \Delta_{c,5}$$

Donde,

K_{el} = rigidez elástica de la estructura equivalente

b) Desplazamiento de fluencia es menor al valor correspondiente del 5% de amortiguamiento en el periodo de la esquina

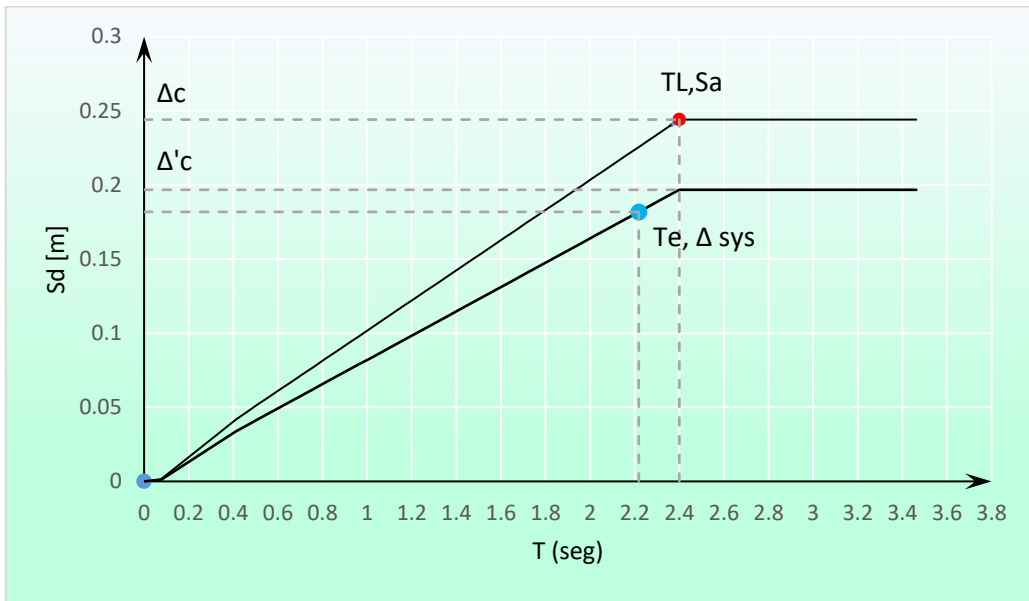
Este caso es más común. Se producirá una respuesta inelástica, pero no al nivel de ductilidad correspondiente al desplazamiento o capacidad de deriva de la estructura. Si el desplazamiento de fluencia es menor que $\Delta_{c,5}$ significa que el periodo elástico es menor que T_c .

Para poder corregir este caso, se recomienda seguir el siguiente procedimiento de prueba y error:

1. Calcular la capacidad de desplazamiento Δ_{dc} y el amortiguamiento correspondiente ξ_c
2. Calcular la respuesta de desplazamiento final Δ_{df} . La cual estará entre Δ_{c,ξ_c} y Δ_{dc}
3. Calcular la demanda de ductilidad por desplazamiento correspondiente a $\mu = \frac{\Delta_{df}}{\Delta_y}$
4. Calcular el amortiguamiento ξ correspondiente a la demanda de ductilidad μ

5. Calcular el desplazamiento correspondiente Δ en T_c correspondiente al amortiguamiento ξ
6. Usar el nuevo valor de Δ calculado como el desplazamiento final Δ_{df} .
7. Repetir desde los pasos 3 y 6 hasta encontrar una solución estable.

A continuación, se presenta el espectro de desplazamiento de la primera geometría, donde se puede observar que no cae en ninguno de los casos especiales



ANEXO VIII

CÁLCULO DE MOMENTOS EN VIGAS POR CARGAS GRAVITACIONALES

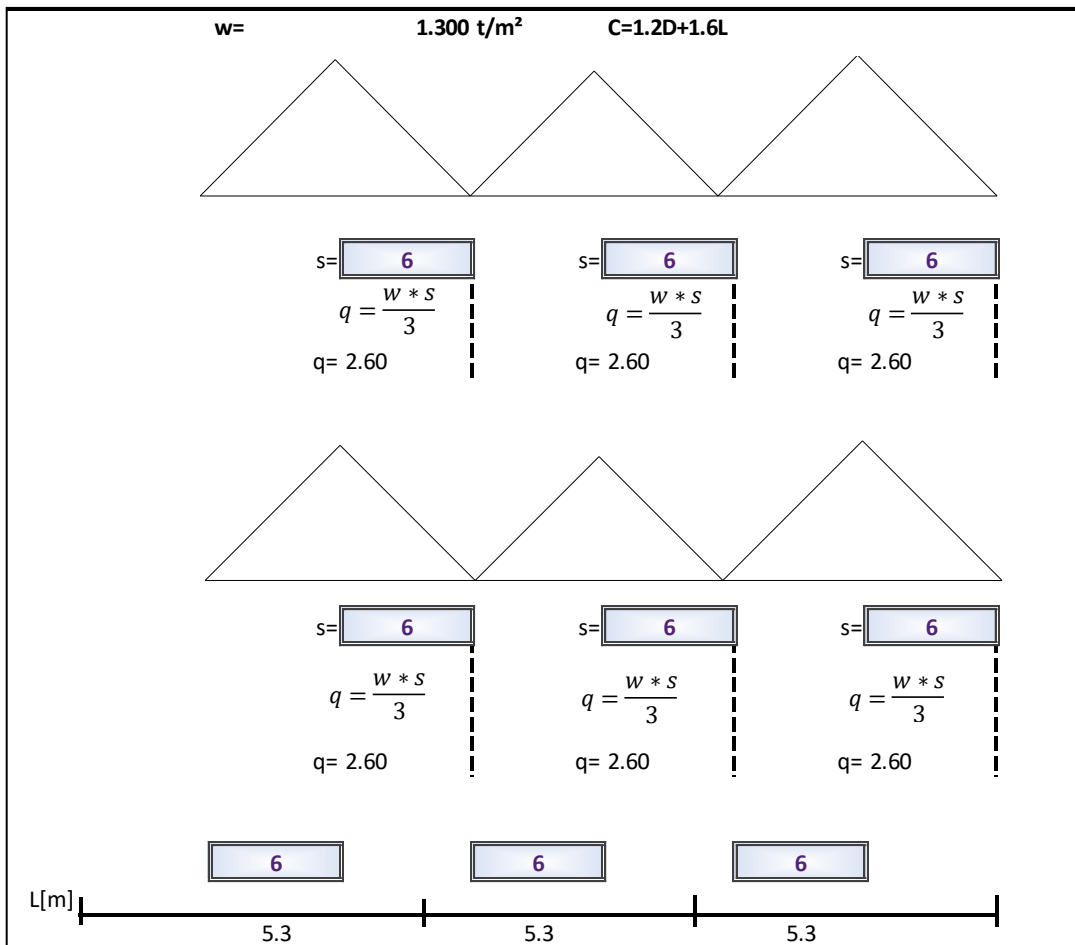
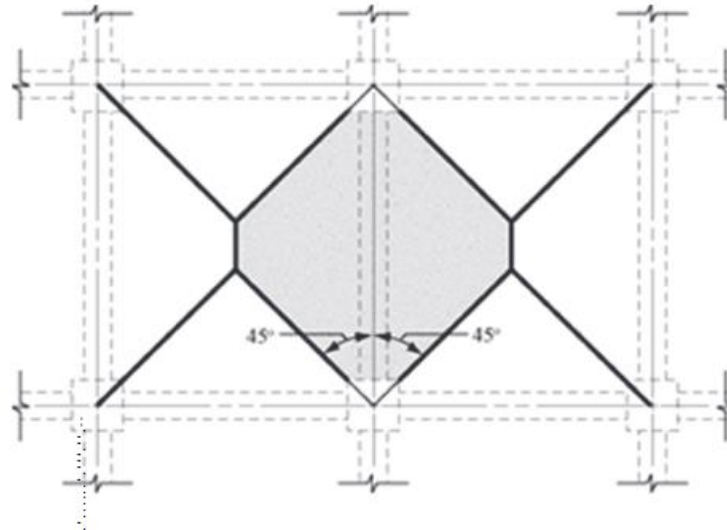
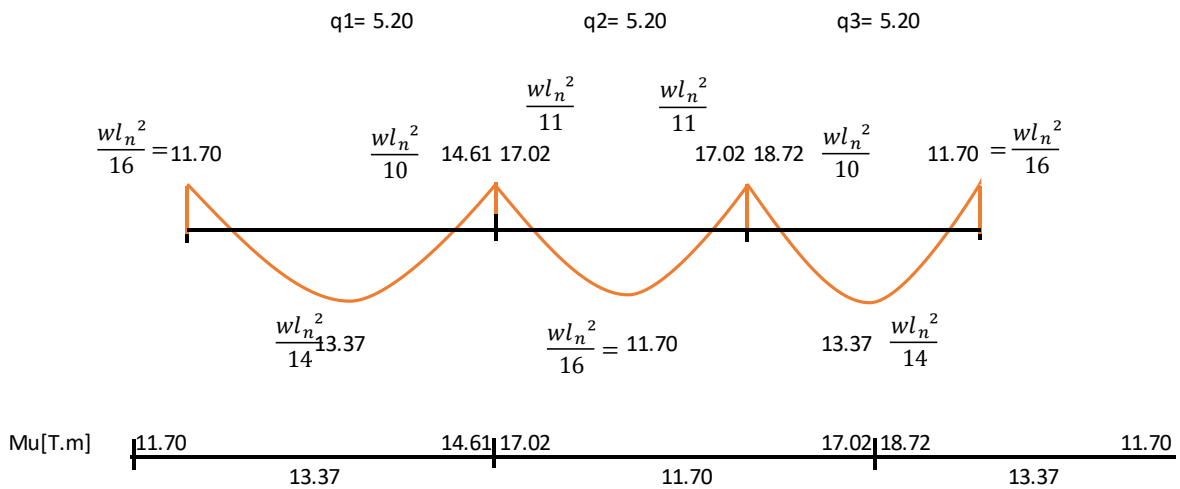


Tabla 6.5.2 — Momentos aproximados para vigas continuas no preesforzadas y losas en una dirección

Momento	Localización	Condición	M_u
Positivo	Vanos extremos	Extremo discontinuo monolítico con el apoyo	$w_u \ell_n^2 / 14$
		El extremo discontinuo no está restringido	$w_u \ell_n^2 / 11$
	Vanos interiores	Todos	$w_u \ell_n^2 / 16$
Negativo ⁽¹⁾	Cara interior de los apoyos exteriores	Miembros construidos monolíticamente con viga dintel de apoyo	$w_u \ell_n^2 / 24$
		Miembros construidos monolíticamente con columna como apoyo	$w_u \ell_n^2 / 16$
	Cara exterior del primer apoyo interior	Dos vanos	$w_u \ell_n^2 / 9$
		Más de dos vanos	$w_u \ell_n^2 / 10$
	Las demás caras de apoyos	Todas	$w_u \ell_n^2 / 11$
	Cara de todos los apoyos que cumplan (a) o (b)	(a) Losas con luces que no excedan de 3 m (b) Vigas en las cuales la relación entre la suma de las rigideces de las columnas y la rigidez de la viga exceda de 8 en cada extremo del vano	$w_u \ell_n^2 / 12$

⁽¹⁾ Para calcular los momentos negativos, ℓ_n debe ser el promedio de las luces de los vanos adyacentes.



ANEXO IX

FACTOR DE REDUCCIÓN DE CARGA SÍSMICA DE DISEÑO

TABLE 4.5 Axial Load Reduction Factor R_p

Number of Floors Above the Level Considered	Dynamic Magnification Factor, ω^a					
	1.3 or less	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9
2	0.97	0.97	0.96	0.96	0.96	0.95
4	0.94	0.94	0.93	0.92	0.91	0.91
6	0.91	0.90	0.89	0.88	0.87	0.86
8	0.88	0.87	0.86	0.84	0.83	0.81
10	0.85	0.84	0.82	0.80	0.79	0.77
12	0.82	0.81	0.78	0.76	0.74	0.72
14	0.79	0.77	0.75	0.72	0.70	0.67
16	0.76	0.74	0.71	0.68	0.66	0.63
18	0.73	0.71	0.68	0.64	0.61	0.58
20 or more	0.70	0.68	0.64	0.61	0.57	0.54

^a ω is given by Eqs. (4.25) and (4.26).

TABLE 4.3 Dynamic Moment Magnification Factor ω

Type of Frame	Period of Structure, T_1 (s)									
	< 0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	> 1.6
One-way	1.30	1.33	1.39	1.45	1.51	1.57	1.63	1.69	1.75	1.80
Two-way	1.50	1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.80	1.85	1.90

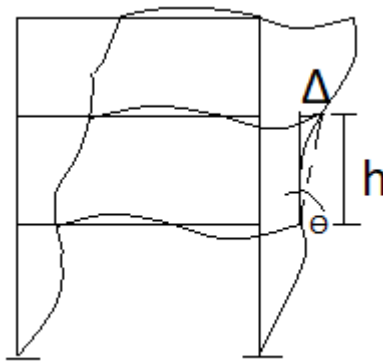
ANEXO X

CÁLCULO DE DERIVAS

La NEC también establece que la estructura presentará las derivas de piso, ante las fuerzas especificadas por esta norma, inferiores a los valores admisibles presentados a continuación.

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

- Derivas elásticas



Del esquema se deduce que las derivas elásticas se calculan con la siguiente expresión

$$\tan\theta \approx \theta = \frac{\Delta}{L} = \frac{q_2 - q_1}{h}$$

- Derivas inelásticas
En el inciso 6.3.9 de la NEC 2015 Peligro sísmico se indica que las derivas inelásticas se calculan de la siguiente manera

$$\Delta_M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta_E$$

Donde,

Δ_M =Deriva máxima inelástica

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

R=Factor de reducción de resistencia

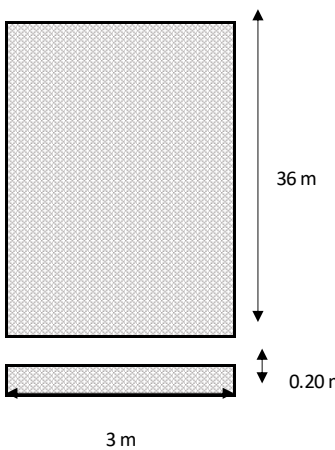
ANEXO XII

EJEMPLO DE DISEÑO POR FBD

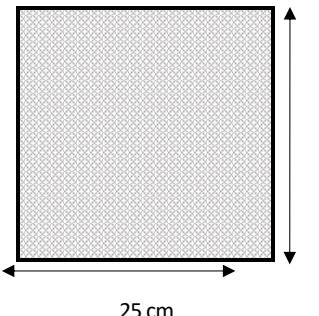
1. PREDISEÑO

DATOS			
CARGAS			
Carga muerta, WD [kg/m ²]	750		
Carga viva, WL [kg/m ²]	250		
		MATERIALES	
		f'c [kg/cm ²]	280
		fy [kg/cm ²]	4200
		γc [T/m ³]	2.4
		Ea [Gpa]	27.2
		Ec (NEC)[Gpa]	18.30
		Ec (NEC)[t/m ²]	1866146.85
		Ec (ACI)	24870.06

PREDISEÑO MURO			
Pisos [u]		12	
Entrepiso [m]		3	
hw [m]		36	
lw [m]		3	
bw min[m]		0.12	
bw [m]		0.2	
COMPROBACION			
hw/lw		12	
lw/bw		15	
MURO			



PREDISEÑO VIGAS																					
ACI 318 19 Tabla 9.3.1.1. ACI 318-19-9.3 ACI 318-19-18.6.2.1		<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="text-align: center;">Longitud [m]</td><td style="text-align: center;">6</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">Denominador</td><td style="text-align: center;">16</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">h calculado [m]</td><td style="text-align: center;">0.375</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">b calculado [m]</td><td style="text-align: center;">0.25</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">h [m]</td><td style="text-align: center;">0.4</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">b [m]</td><td style="text-align: center;">0.25</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">r [m]</td><td style="text-align: center;">0.05</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">d [m]</td><td style="text-align: center;">0.35</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">Verificación</td><td style="text-align: center;">OK</td></tr> </table>	Longitud [m]	6	Denominador	16	h calculado [m]	0.375	b calculado [m]	0.25	h [m]	0.4	b [m]	0.25	r [m]	0.05	d [m]	0.35	Verificación	OK	
Longitud [m]	6																				
Denominador	16																				
h calculado [m]	0.375																				
b calculado [m]	0.25																				
h [m]	0.4																				
b [m]	0.25																				
r [m]	0.05																				
d [m]	0.35																				
Verificación	OK																				
NEC-SE-DS 4.2.1		<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="text-align: center;">β₁</td><td style="text-align: center;">0.85</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">Asmáx[cm²]</td><td style="text-align: center;">12.64</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">Mnmáx[T.m]</td><td style="text-align: center;">16.22</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">ØMnmáx[T.m]</td><td style="text-align: center;">14.59</td></tr> </table>	β ₁	0.85	Asmáx[cm ²]	12.64	Mnmáx[T.m]	16.22	ØMnmáx[T.m]	14.59											
β ₁	0.85																				
Asmáx[cm ²]	12.64																				
Mnmáx[T.m]	16.22																				
ØMnmáx[T.m]	14.59																				



PREDISEÑO DE COLUMNAS													
p		1.0%											
r [cm]		4											
h entrepiso [m]		3											
γ_c [T/m ³]		2.4											
Área cooperante [m ²]		36											
Longitud vigas [m]		12											
SECCIÓN													
70	x	70	4900	49	343.00								
80	x	80	6400	64	448.00								
90	x	90	8100	81	567.00								
100	x	100	10000	100	700.00								
Nivel	CM losa y paredes [t]	CM Vigas [t]	Carga columna superior [t]	qCM acumulada [t]	Carga viva [t]	CV acum. [t]	%reducción	qCV reducida	Combinación	Dimensionamiento			Tamaño de diseño
11PA	27	2.88	0	29.88	9	9	0.804	7.24	47.43	70	x	70	70x70
10PA	27	2.88	3.528	63.288	9	18	0.804	14.47	99.10	70	x	70	
9PA	27	2.88	3.528	96.696	9	27	0.804	21.71	150.77	70	x	70	
8PA	27	2.88	3.528	130.104	9	36	0.804	28.94	202.44	80	x	80	80x80
7PA	27	2.88	4.608	164.592	9	45	0.804	36.18	255.40	80	x	80	
6PA	27	2.88	4.608	199.08	9	54	0.804	43.42	308.36	80	x	80	
5PA	27	2.88	4.608	233.568	9	63	0.804	50.65	361.32	90	x	90	
4PA	27	2.88	5.832	269.28	9	72	0.804	57.89	415.76	90	x	90	90x90
3PA	27	2.88	5.832	304.992	9	81	0.804	65.12	470.19	90	x	90	
2PA	27	2.88	5.832	340.704	9	90	0.804	72.36	524.62	100	x	100	
1PA	27	2.88	7.2	377.784	9	99	0.804	79.60	580.69	100	x	100	100x100
PB	27	2.88	7.2	414.864	9	108	0.804	86.83	636.77	100	x	100	

2. DISEÑO DE VIGAS

SOLICITACIONES									
X[m]	0	3	6	6	9	12	12	15	18
MD[T.m]	-11.8	5.93	-5.05	-7.01	5.7	-7.01	-5.05	5.93	-11.8
ML[T.m]	-3.42	1.93	-1.41	-2.01	1.66	-2.01	-1.41	1.93	-3.42
Ex[T.m]	9.37	0	-8.18	8.45	0	-8.45	8.18	0	-9.37
Ey[T.m]	-0.89	0	0.8	0.015	0.015	0.015	-0.8	0	0.89
COMBINACIONES									
C1	-16.52	8.302	-7.07	-9.814	7.98	-9.814	-7.07	8.302	-16.52
C2	-19.632	10.204	-8.316	-11.628	9.496	-11.628	-8.316	10.204	-19.632
C3	-8.21	9.046	-15.65	-1.972	8.5	-18.872	0.71	9.046	-26.95
C4	-18.47	9.046	-6.67	-10.407	8.515	-10.407	-8.27	9.046	-16.69
C3.1	-26.95	9.046	0.71	-18.872	8.5	-1.972	-15.65	9.046	-8.21
C4.1	-16.69	9.046	-8.27	-10.437	8.485	-10.437	-6.67	9.046	-18.47
C5	-1.25	5.337	-12.725	2.141	5.13	-14.759	3.635	5.337	-19.99
C6	-11.51	5.337	-3.745	-6.294	5.145	-6.294	-5.345	5.337	-9.73
C5.1	-19.99	5.337	3.635	-14.759	5.13	2.141	-12.725	5.337	-1.25
C6.1	-9.73	5.337	-5.345	-6.324	5.115	-6.324	-3.745	5.337	-11.51
Mmáx(+)	-1.25	10.204	3.635	2.141	9.496	2.141	3.635	10.204	-1.25
Mmín(-)	-26.95	0	-15.65	-18.872	0	-18.872	-15.65	0	-26.95

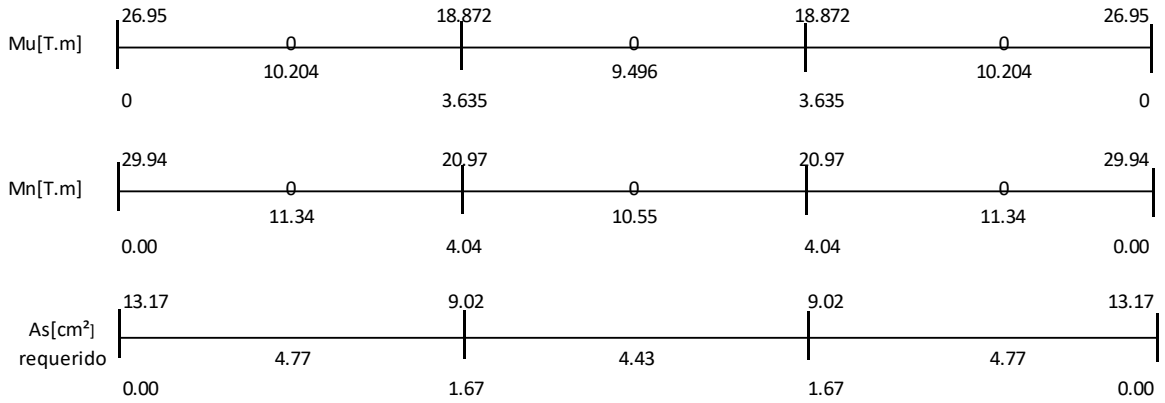
L[m]	6		6		6				
Mu[T.m]	26.95	0	15.65	18.872	0	18.872	15.65	0	26.95
	0	10.204	3.635	2.141	9.496	2.141	3.635	10.204	0
L[m]	6		6		6				

PREDISEÑO		
f'c= 280	h[cm]	40
fy= 4200	b[cm]	25
$\beta= 0.85$	r[cm]	4
	d[cm]	33

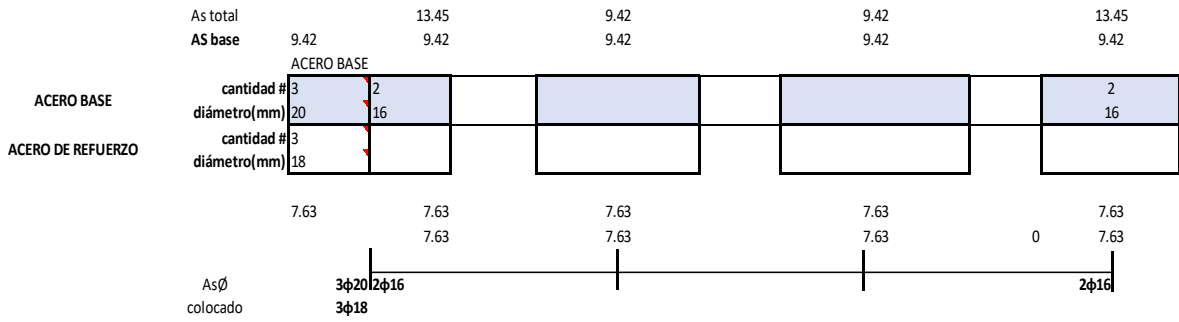
REVISIÓN POR CAPACIDAD	
Asmáx[cm ²]	11.921
Mnmáx[T.m]	14.416
$\emptyset Mnmáx$ [T.m]	12.975
Mu[T.m]	26.95
REDISEÑAR	

REDISEÑO		
f'c= 280	h[cm]	65
fy= 4200	b[cm]	30
$\beta= 0.85$	r[cm]	4
	d[cm]	58

REVISIÓN POR CAPACIDAD	
Asmáx[cm ²]	25.143
Mnmáx[T.m]	53.439
$\emptyset Mnmáx$ [T.m]	48.095
Mu[T.m]	26.95
OK	



REVISIONES	
1. $As \geq As_{mín}$	Asmín= 5.80
2. NUDO $As(+)\geq 1/2 As(-)$	
3. $As \geq 1/4 As_{zona+armada}$	$1/4 As_{zona+armada} = 3.29$



DISEÑO A CORTE:									
VD[T]	7.22			7.92			8.87		
	-8.87			-7.92			-7.22		
VL[T]	2			2.21			2.47		
	-2.47			-2.21			-2		
L[m]	6			6			6		
X[m]	0	3	6	6	9	12	12	15	18
VD[T]	-8.87	0	7.22	-7.92	0	7.92	-7.22	0	8.87
VL[T]	-2.47	0	2	-2.21	0	2.21	-2	0	2.47
1,4VD	-12.418	0	10.108	-11.088	0	11.088	-10.108	0	12.418
1,2VD+1,6VL	-14.596	0	11.864	-13.04	0	13.04	-11.864	0	14.596
Vcv[T]	14.596			13.04			14.596		

∅ colocado	3φ20	2φ16		2φ16
	3φ18			
AS[cm ²] colocado		9.42	9.42	
	13.45			13.45
MPr [T.m]		29.99	29.99	
	41.48			41.48
Vhip[T]		11.02	9.10	9.10
		9.10	9.10	11.02
Vcv[T]		14.596	13.04	14.596
Vu[T]		25.61	22.142635	25.6131858
		1. Vc=	15.431358	
		2. Vc=	0	

Vc[T]	15.43136	15.431358	15.4313575	
Vs[T]	18.71956	14.092156	18.7195569	
REVISIÓN Vs≤4Vc	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	
Av/s[cm ² /cm]	0.0768	0.0578	0.0768	
ESTRIBOS diámetro 10	ESPACIAMIENTO			SLo= 9
	CORTE	14.5	9.6	24
Av[cm ²]	0.6916	0.5206	0.6916	
#Ramales	0.8806	0.6629	0.8806	
	1	1	1	
DISTRIBUCIÓN FINAL CORTE	1 estribo @18cm	1 estribo @18cm	1 estribo @18cm	
	@9cm	@9cm @9cm	@9cm @9cm	

3. DISEÑO DE COLUMNAS

COLUMNA CENTRAL - NIVEL PB 2PA

INGRESO DE DATOS		SOLICITACIONES		
Columna	B2	Eje x	Eje y	
Nivel	PB-2PA	M Inf [Tm]	0.58	0.58
Hc [m]	3	M sup [Tm]	0.17	0.17
		Pu [T]	696.0	

1.2D+1.6L

SECCIÓN		Datos Curva de Interacción	
Ancho [cm]	100	Po [T]	2867.9
Alto [cm]	100		
r [cm]	4		
ϕ_{corte}	0.75		

MATERIALES		SOLICITACIONES		
f'c [kg/cm ²]	280	Eje x	Eje y	
fy [kg/cm ²]	4200	M Inf [Tm]	47.26	47.26
Ec [kg/cm ²]	1866146.846	M sup [Tm]	25.86	25.86
		Pu [T]	391.5	

0.9D+5X

Diagrama de Interacción

Condición Balanceada

Tránsito	2da casa	3ra casa	Capa	prof	diám	Asel	diám	ppp	J	fai	fai_coor	Fai	Zai	Mai		
# varillas	25	# varillas	25	# varillas	25	1	6	28	36.9401	5.4	0.0207459	5965.62	4200	100.17	44.6	58.2258
# varillas	25	# varillas	25	# varillas	25	2	2	28	12.316	23.24	0.0217777	3368.2	3368.2	40.719	26.76	1.8881
# varillas	25	# varillas	25	# varillas	25	3	2	28	12.316	41.62	0.0202313	5148.1	1448.87	39.8401	8.92	0.29484
# varillas	25	# varillas	25	# varillas	25	4	2	28	12.316	60.04	0.0197198	6124.88	231.686	2.8217	0.05	0.00000
# varillas	25	# varillas	25	# varillas	25	5	2	28	12.316	78.46	0.0192758	6912.87	-24.2015	-26.78	6.26855	
# varillas	25	# varillas	25	# varillas	25	6	2	28	12.316	96.88	0.0188218	7702.28	-107.59	-144.6	91.4889	

P nec		1.50%	NEC 4.3.3
A _{st} requerido	150		cm ²
Armado	20	ϕ	28
A _{st} colocado	123.15		cm ²
ρ colocado	1.23%		OK

DISEÑO A CORTE Y CONFINAMIENTO

Barras cortas

Mb [Tm]	443
bw [cm]	100
h [cm]	100
d [cm]	93

Barras largas

Mb [Tm]	443
bw [cm]	100
h [cm]	100
d [cm]	93

CORTE

s [cm]	8
Corte por capacidad	OK
Vu [T]	295
Capacidad del hormigón	10000
Vc [T]	82
Evaluar corte en el refuerzo	OK
Vs [T]	311
Condición 4 Vc>Vs	OK
329.91	OK
Acero por corte	OK
Av [cm ²]	6.38
Requiere acero para corte	OK

CONFINAMIENTO

Estribos por confinamiento	OK
h' [cm]	92
s [cm]	8
Ag [cm ²]	10000
Ac [cm ²]	8464
0.3*Ag*f'c [T]	840
ky	1
K _{ns}	1
A _{st} [cm ²]	3
Acero por corte	OK
A _{st} [cm ²]	4
A _{st} [cm ²]	No requiere Ash3
Acero por confinamiento	OK
A _{st} [cm ²]	4.42

Acero de Refuerzo Transversal [cm²]

6.38	@ 8 cm
Armado	ϕ 12
Acero Transversal colocado [cm ²]	6.79

Acero de Refuerzo Transversal [cm²]

6.38	@ 8 cm
Armado	ϕ 12
Acero Transversal colocado [cm ²]	6.79

CORTE

s [cm]	8
Corte por capacidad	OK
Vu [T]	295
Capacidad del hormigón	10000
Vc [T]	82
Evaluar corte en el refuerzo	OK
Vs [T]	311
Condición 4 Vc>Vs	OK
329.91	OK
Acero por corte	OK
Av [cm ²]	6
Requiere acero para corte	OK

CONFINAMIENTO

Estribos por confinamiento	OK
h' [cm]	92
s [cm]	8
Ag [cm ²]	10000
Ac [cm ²]	8464
0.3*Ag*f'c [T]	840
ky	1
K _{ns}	1
A _{st} [cm ²]	3
Acero por corte	OK
A _{st} [cm ²]	4
A _{st} [cm ²]	No requiere Ash3
Acero por confinamiento	OK
A _{st} [cm ²]	4.42

Acero de Refuerzo Transversal [cm²]

6.38	@ 8 cm
Armado	ϕ 12
Acero Transversal colocado [cm ²]	6.79

Acero de Refuerzo Transversal [cm²]

6.38	@ 8 cm
Armado	ϕ 12
Acero Transversal colocado [cm ²]	6.79

COLUMNA CENTRAL - NIVEL 3PA-SPA

INGRESO DE DATOS		SOLICITACIONES		
Columna	B2	Eje x	Eje y	
Nivel	3PA SPA	M Inf [Tm]	0.39	0.39
Hc [m]	3	M sup [Tm]	0.30	0.30
		Pu [T]	512.3	

1.2D+1.6L

SECCIÓN		Datos Curva de Interacción	
Ancho [cm]	90	Po [T]	2316.8
Alto [cm]	90		
r [cm]	4		
ϕ_{corte}	0.75		

MATERIALES		SOLICITACIONES		
f'c [kg/cm ²]	280	Eje x	Eje y	
fy [kg/cm ²]	4200	M Inf [Tm]	14.3	14.3
Ec [kg/cm ²]	1866146.85	M sup [Tm]	2.8	2.8
		Pu [T]	286.7	

0.9D+5X

Diagrama de Interacción

Condición Balanceada

Tránsito	2da casa	3ra casa	Capa	prof	diám	Asel	diám	ppp	J	fai	fai_coor	Fai	Zai	Mai		
# varillas	25	# varillas	25	# varillas	25	1	6	28	29.4524	5.25	0.0208207	6024.41	4200	121.7	39.75	49.1708
# varillas	25	# varillas	25	# varillas	25	2	2	28	9.81745	21.16	0.0175251	3289.88	3289.88	52.182	21.85	7.68033
# varillas	25	# varillas	25	# varillas	25	3	2	28	9.81745	37.05	0.01681459	3515.34	1519.34	14.9181	7.95	1.10263
# varillas	25	# varillas	25	# varillas	25	4	2	28	9.81745	52.99	0.01623284	4121.206	-231.204	-2.88884	-7.85	0.108462
# varillas	25	# varillas	25	# varillas	25	5	2	28	9.81745	68.93	0.01567161	4681.75	-181.75	-19.4038	-23.88	4.8462
# varillas	25	# varillas	25	# varillas	25	6	2	28	9.81745	84.87	0.0151218	5202.28	-372.28	-109.826	-38.75	41.6062

P nec		1.50%	NEC 4.3.3
A _{st} requerido	121.5		cm ²
Armado	20	ϕ	25
A _{st} colocado	98.17		cm ²
ρ colocado	1.21%		OK

DISEÑO A CORTE Y CONFINAMIENTO

Barras cortas

Mb [Tm]	320
bw [cm]	90
h [cm]	90
d [cm]	83

Barras largas

Mb [Tm]	320
bw [cm]	90
h [cm]	90
d [cm]	83

CORTE

s [cm]	10
Corte por capacidad	OK
Vu [T]	213
Capacidad del hormigón	8100
Vc [T]	66
Evaluar corte en el refuerzo	OK
Vs [T]	218
Condición 4 Vc>Vs	OK
264.99	OK
Acero por corte	OK
Av [cm ²]	6.26
Requiere acero para corte	OK

CONFINAMIENTO

Estribos por confinamiento	OK
h' [cm]	82
s [cm]	10
Ag [cm ²]	8100
Ac [cm ²]	6724
0.3*Ag*f'c [T]	680
ky	1
K _{ns}	1
A _{st} [cm ²]	3
Acero por corte	OK
A _{st} [cm ²]	5
A _{st} [cm ²]	No requiere Ash3
Acero por confinamiento	OK
A _{st} [cm ²]	4.92

Acero de Refuerzo Transversal [cm²]

6.26	@ 10 cm
Armado	ϕ 12
Acero Transversal colocado [cm ²]	6.79

Acero de Refuerzo Transversal [cm²]

6.26	@ 10 cm
Armado	ϕ 12
Acero Transversal colocado [cm ²]	6.79

CORTE

s [cm]	10
Corte por capacidad	OK
Vu [T]	213
Capacidad del hormigón	8100
Vc [T]	66
Evaluar corte en el refuerzo	OK
Vs [T]	218
Condición 4 Vc>Vs	OK
264.99	OK
Acero por corte	OK
Av [cm ²]	6
Requiere acero para corte	OK

CONFINAMIENTO

Estribos por confinamiento	OK
h' [cm]	82
s [cm]	10
Ag [cm ²]	8100
Ac [cm ²]	6724
0.3*Ag*f'c [T]	680
ky	1
K _{ns}	1
A _{st} [cm ²]	3
Acero por corte	OK
A _{st} [cm ²]	5
A _{st} [cm ²]	No requiere Ash3
Acero por confinamiento	OK
A _{st} [cm ²]	4.92

Acero de Refuerzo Transversal [cm²]

6.26	@ 10 cm
Armado	ϕ 12
Acero Transversal colocado [cm ²]	6.79

Acero de Refuerzo Transversal [cm²]

6.26	@ 10 cm
Armado	ϕ 12
Acero Transversal colocado [cm ²]	6.79

COLUMNA CENTRAL - NIVEL 6PA-8PA

INGRESO DE DATOS		SOLICITACIONES		DIAGRAMA DE INTERACCIÓN																																																													
Columna	B2	Eje x	Eje y																																																														
Nivel	6PA-8PA	M Inf [Tm]	0.9																																																														
Hc [m]	3	M sup [Tm]	0.7																																																														
SECCIÓN		Datos Curva de Interacción		PUNTOS IMPORTANTES																																																													
Ancho [cm]	80	Po [T]	1824.4	Pu	M																																																												
Alto [cm]	80	SOLICITACIONES		Pu	0																																																												
r [cm]	4	M Inf [Tm]	7.6	M sup	1524.42																																																												
φ corte	0.75	M sup [Tm]	6.5	Pu	224.81																																																												
MATERIALES		SOLICITACIONES		CONDICIÓN BALANCEADA																																																													
f'c [kg/cm²]	280	M Inf [Tm]	7.6	<table border="1"> <tr><th>Trayectoria</th><th># varillas</th><th>Ø varilla</th><th># varillas</th><th>Ø varilla</th><th>Capac. axial (kN)</th><th>Área (cm²)</th><th>f'c (MPa)</th><th>M (kNm)</th><th>Pu (kN)</th><th>Pu (kN)</th><th>M (kNm)</th></tr> <tr><td>1</td><td>2</td><td>10</td><td>2</td><td>10</td><td>11000</td><td>100</td><td>28</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>2</td><td>2</td><td>10</td><td>2</td><td>10</td><td>11000</td><td>100</td><td>28</td><td>1524.42</td><td>0</td><td>1524.42</td><td>0</td></tr> <tr><td>3</td><td>2</td><td>10</td><td>2</td><td>10</td><td>11000</td><td>100</td><td>28</td><td>0</td><td>224.81</td><td>0</td><td>224.81</td></tr> <tr><td>4</td><td>2</td><td>10</td><td>2</td><td>10</td><td>11000</td><td>100</td><td>28</td><td>0</td><td>-219.31</td><td>0</td><td>-219.31</td></tr> </table>		Trayectoria	# varillas	Ø varilla	# varillas	Ø varilla	Capac. axial (kN)	Área (cm²)	f'c (MPa)	M (kNm)	Pu (kN)	Pu (kN)	M (kNm)	1	2	10	2	10	11000	100	28	0	0	0	0	2	2	10	2	10	11000	100	28	1524.42	0	1524.42	0	3	2	10	2	10	11000	100	28	0	224.81	0	224.81	4	2	10	2	10	11000	100	28	0	-219.31	0	-219.31
Trayectoria	# varillas	Ø varilla	# varillas	Ø varilla	Capac. axial (kN)	Área (cm²)	f'c (MPa)	M (kNm)	Pu (kN)	Pu (kN)	M (kNm)																																																						
1	2	10	2	10	11000	100	28	0	0	0	0																																																						
2	2	10	2	10	11000	100	28	1524.42	0	1524.42	0																																																						
3	2	10	2	10	11000	100	28	0	224.81	0	224.81																																																						
4	2	10	2	10	11000	100	28	0	-219.31	0	-219.31																																																						
fy [kg/cm²]	4200	M sup [Tm]	6.5	<table border="1"> <tr><th>Trayectoria</th><th># varillas</th><th>Ø varilla</th><th># varillas</th><th>Ø varilla</th><th>Capac. axial (kN)</th><th>Área (cm²)</th><th>f'c (MPa)</th><th>M (kNm)</th><th>Pu (kN)</th><th>Pu (kN)</th><th>M (kNm)</th></tr> <tr><td>1</td><td>2</td><td>10</td><td>2</td><td>10</td><td>11000</td><td>100</td><td>28</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>2</td><td>2</td><td>10</td><td>2</td><td>10</td><td>11000</td><td>100</td><td>28</td><td>1524.42</td><td>0</td><td>1524.42</td><td>0</td></tr> <tr><td>3</td><td>2</td><td>10</td><td>2</td><td>10</td><td>11000</td><td>100</td><td>28</td><td>0</td><td>224.81</td><td>0</td><td>224.81</td></tr> <tr><td>4</td><td>2</td><td>10</td><td>2</td><td>10</td><td>11000</td><td>100</td><td>28</td><td>0</td><td>-219.31</td><td>0</td><td>-219.31</td></tr> </table>		Trayectoria	# varillas	Ø varilla	# varillas	Ø varilla	Capac. axial (kN)	Área (cm²)	f'c (MPa)	M (kNm)	Pu (kN)	Pu (kN)	M (kNm)	1	2	10	2	10	11000	100	28	0	0	0	0	2	2	10	2	10	11000	100	28	1524.42	0	1524.42	0	3	2	10	2	10	11000	100	28	0	224.81	0	224.81	4	2	10	2	10	11000	100	28	0	-219.31	0	-219.31
Trayectoria	# varillas	Ø varilla	# varillas	Ø varilla	Capac. axial (kN)	Área (cm²)	f'c (MPa)	M (kNm)	Pu (kN)	Pu (kN)	M (kNm)																																																						
1	2	10	2	10	11000	100	28	0	0	0	0																																																						
2	2	10	2	10	11000	100	28	1524.42	0	1524.42	0																																																						
3	2	10	2	10	11000	100	28	0	224.81	0	224.81																																																						
4	2	10	2	10	11000	100	28	0	-219.31	0	-219.31																																																						
Ec [kg/cm²]	1866146.85	Pu [T]	184.0	<table border="1"> <tr><th>Trayectoria</th><th># varillas</th><th>Ø varilla</th><th># varillas</th><th>Ø varilla</th><th>Capac. axial (kN)</th><th>Área (cm²)</th><th>f'c (MPa)</th><th>M (kNm)</th><th>Pu (kN)</th><th>Pu (kN)</th><th>M (kNm)</th></tr> <tr><td>1</td><td>2</td><td>10</td><td>2</td><td>10</td><td>11000</td><td>100</td><td>28</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>2</td><td>2</td><td>10</td><td>2</td><td>10</td><td>11000</td><td>100</td><td>28</td><td>1524.42</td><td>0</td><td>1524.42</td><td>0</td></tr> <tr><td>3</td><td>2</td><td>10</td><td>2</td><td>10</td><td>11000</td><td>100</td><td>28</td><td>0</td><td>224.81</td><td>0</td><td>224.81</td></tr> <tr><td>4</td><td>2</td><td>10</td><td>2</td><td>10</td><td>11000</td><td>100</td><td>28</td><td>0</td><td>-219.31</td><td>0</td><td>-219.31</td></tr> </table>		Trayectoria	# varillas	Ø varilla	# varillas	Ø varilla	Capac. axial (kN)	Área (cm²)	f'c (MPa)	M (kNm)	Pu (kN)	Pu (kN)	M (kNm)	1	2	10	2	10	11000	100	28	0	0	0	0	2	2	10	2	10	11000	100	28	1524.42	0	1524.42	0	3	2	10	2	10	11000	100	28	0	224.81	0	224.81	4	2	10	2	10	11000	100	28	0	-219.31	0	-219.31
Trayectoria	# varillas	Ø varilla	# varillas	Ø varilla	Capac. axial (kN)	Área (cm²)	f'c (MPa)	M (kNm)	Pu (kN)	Pu (kN)	M (kNm)																																																						
1	2	10	2	10	11000	100	28	0	0	0	0																																																						
2	2	10	2	10	11000	100	28	1524.42	0	1524.42	0																																																						
3	2	10	2	10	11000	100	28	0	224.81	0	224.81																																																						
4	2	10	2	10	11000	100	28	0	-219.31	0	-219.31																																																						

DISEÑO A CORTE Y CONFINAMIENTO

Barras cortas		Barras largas		ACERO LONGITUDINAL																																																													
Mb [Tm]	224.82	Mb [Tm]	224.81	P nec	1.50%																																																												
bw [cm]	80	bw [cm]	80	A _{tr} requerido	96 cm²																																																												
h [cm]	80	h [cm]	80	Armado	20 φ 22																																																												
d [cm]	73	d [cm]	73	A _{tr} colocado	76.03 cm²																																																												
CORTE		CORTE		ESPACIAMIENTO PARA REFUERZO TRANSVERSAL																																																													
s [cm]	10	s [cm]	10	Lo	h [m]																																																												
Corte por capacidad	OK	Corte por capacidad	OK	1*6 *Hc [m]	0.80																																																												
Vu [T]	150	Vu [T]	150	So estribos	b/4 [m]																																																												
Capacidad del hormigón	OK	Capacidad del hormigón	OK	6db [m]	0.132																																																												
Vc [T]	52	Vc [T]	52	So [m]	0.1																																																												
Evaluar corte en el refuerzo	OK	Evaluar corte en el refuerzo	OK	5 escogido [m]	0.10																																																												
Vs [T]	148	Vs [T]	148	CONDICIÓN BALANCEADA																																																													
Condición 4 Vc>Vs	OK	Condición 4 Vc>Vs	OK	<table border="1"> <tr><th>Trayectoria</th><th># varillas</th><th>Ø varilla</th><th># varillas</th><th>Ø varilla</th><th>Capac. axial (kN)</th><th>Área (cm²)</th><th>f'c (MPa)</th><th>M (kNm)</th><th>Pu (kN)</th><th>Pu (kN)</th><th>M (kNm)</th></tr> <tr><td>1</td><td>2</td><td>10</td><td>2</td><td>10</td><td>11000</td><td>100</td><td>28</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>2</td><td>2</td><td>10</td><td>2</td><td>10</td><td>11000</td><td>100</td><td>28</td><td>1524.42</td><td>0</td><td>1524.42</td><td>0</td></tr> <tr><td>3</td><td>2</td><td>10</td><td>2</td><td>10</td><td>11000</td><td>100</td><td>28</td><td>0</td><td>224.81</td><td>0</td><td>224.81</td></tr> <tr><td>4</td><td>2</td><td>10</td><td>2</td><td>10</td><td>11000</td><td>100</td><td>28</td><td>0</td><td>-219.31</td><td>0</td><td>-219.31</td></tr> </table>		Trayectoria	# varillas	Ø varilla	# varillas	Ø varilla	Capac. axial (kN)	Área (cm²)	f'c (MPa)	M (kNm)	Pu (kN)	Pu (kN)	M (kNm)	1	2	10	2	10	11000	100	28	0	0	0	0	2	2	10	2	10	11000	100	28	1524.42	0	1524.42	0	3	2	10	2	10	11000	100	28	0	224.81	0	224.81	4	2	10	2	10	11000	100	28	0	-219.31	0	-219.31
Trayectoria	# varillas	Ø varilla	# varillas	Ø varilla	Capac. axial (kN)	Área (cm²)	f'c (MPa)	M (kNm)	Pu (kN)	Pu (kN)	M (kNm)																																																						
1	2	10	2	10	11000	100	28	0	0	0	0																																																						
2	2	10	2	10	11000	100	28	1524.42	0	1524.42	0																																																						
3	2	10	2	10	11000	100	28	0	224.81	0	224.81																																																						
4	2	10	2	10	11000	100	28	0	-219.31	0	-219.31																																																						
A _{sh} [cm²]	4.83	A _{sh} [cm²]	5	ACERO DE REFUERZO TRANSVERSAL																																																													
Requiere acero para corte	OK	Requiere acero para corte	OK	Armado	5 φ 12																																																												
ACERO POR CONFINAMIENTO		ACERO POR CONFINAMIENTO		ACERO TRANSVERSAL COLOCADO																																																													
A _{sh} [cm²]	4.32	A _{sh} [cm²]	4.32	Armado	5 φ 12																																																												
Requiere acero para corte	OK	Requiere acero para corte	OK	Acero Transversal colocado [cm²]	5.65 OK																																																												

COLUMNA CENTRAL - NIVEL 9PA-11PA

INGRESO DE DATOS		SOLICITACIONES		DIAGRAMA DE INTERACCIÓN																																																													
Columna	B2	Eje x	Eje y																																																														
Nivel	9PA-11PA	M Inf [Tm]	1.3																																																														
Hc [m]	3	M sup [Tm]	0.9																																																														
SECCIÓN		Datos Curva de Interacción		PUNTOS IMPORTANTES																																																													
Ancho [cm]	70	Po [T]	1058.4	Pu	M																																																												
Alto [cm]	70	SOLICITACIONES		Pu	0																																																												
r [cm]	3	M Inf [Tm]	5.7	M sup	151.14																																																												
φ corte	0.75	M sup [Tm]	3.9	Pu	97.11																																																												
MATERIALES		SOLICITACIONES		CONDICIÓN BALANCEADA																																																													
f'c [kg/cm²]	280	M Inf [Tm]	5.7	<table border="1"> <tr><th>Trayectoria</th><th># varillas</th><th>Ø varilla</th><th># varillas</th><th>Ø varilla</th><th>Capac. axial (kN)</th><th>Área (cm²)</th><th>f'c (MPa)</th><th>M (kNm)</th><th>Pu (kN)</th><th>Pu (kN)</th><th>M (kNm)</th></tr> <tr><td>1</td><td>2</td><td>10</td><td>2</td><td>10</td><td>11000</td><td>100</td><td>28</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>2</td><td>2</td><td>10</td><td>2</td><td>10</td><td>11000</td><td>100</td><td>28</td><td>151.14</td><td>0</td><td>151.14</td><td>0</td></tr> <tr><td>3</td><td>2</td><td>10</td><td>2</td><td>10</td><td>11000</td><td>100</td><td>28</td><td>0</td><td>97.11</td><td>0</td><td>97.11</td></tr> <tr><td>4</td><td>2</td><td>10</td><td>2</td><td>10</td><td>11000</td><td>100</td><td>28</td><td>0</td><td>-263.84</td><td>0</td><td>-263.84</td></tr> </table>		Trayectoria	# varillas	Ø varilla	# varillas	Ø varilla	Capac. axial (kN)	Área (cm²)	f'c (MPa)	M (kNm)	Pu (kN)	Pu (kN)	M (kNm)	1	2	10	2	10	11000	100	28	0	0	0	0	2	2	10	2	10	11000	100	28	151.14	0	151.14	0	3	2	10	2	10	11000	100	28	0	97.11	0	97.11	4	2	10	2	10	11000	100	28	0	-263.84	0	-263.84
Trayectoria	# varillas	Ø varilla	# varillas	Ø varilla	Capac. axial (kN)	Área (cm²)	f'c (MPa)	M (kNm)	Pu (kN)	Pu (kN)	M (kNm)																																																						
1	2	10	2	10	11000	100	28	0	0	0	0																																																						
2	2	10	2	10	11000	100	28	151.14	0	151.14	0																																																						
3	2	10	2	10	11000	100	28	0	97.11	0	97.11																																																						
4	2	10	2	10	11000	100	28	0	-263.84	0	-263.84																																																						
fy [kg/cm²]	4200	M sup [Tm]	3.9	<table border="1"> <tr><th>Trayectoria</th><th># varillas</th><th>Ø varilla</th><th># varillas</th><th>Ø varilla</th><th>Capac. axial (kN)</th><th>Área (cm²)</th><th>f'c (MPa)</th><th>M (kNm)</th><th>Pu (kN)</th><th>Pu (kN)</th><th>M (kNm)</th></tr> <tr><td>1</td><td>2</td><td>10</td><td>2</td><td>10</td><td>11000</td><td>100</td><td>28</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>2</td><td>2</td><td>10</td><td>2</td><td>10</td><td>11000</td><td>100</td><td>28</td><td>151.14</td><td>0</td><td>151.14</td><td>0</td></tr> <tr><td>3</td><td>2</td><td>10</td><td>2</td><td>10</td><td>11000</td><td>100</td><td>28</td><td>0</td><td>97.11</td><td>0</td><td>97.11</td></tr> <tr><td>4</td><td>2</td><td>10</td><td>2</td><td>10</td><td>11000</td><td>100</td><td>28</td><td>0</td><td>-263.84</td><td>0</td><td>-263.84</td></tr> </table>		Trayectoria	# varillas	Ø varilla	# varillas	Ø varilla	Capac. axial (kN)	Área (cm²)	f'c (MPa)	M (kNm)	Pu (kN)	Pu (kN)	M (kNm)	1	2	10	2	10	11000	100	28	0	0	0	0	2	2	10	2	10	11000	100	28	151.14	0	151.14	0	3	2	10	2	10	11000	100	28	0	97.11	0	97.11	4	2	10	2	10	11000	100	28	0	-263.84	0	-263.84
Trayectoria	# varillas	Ø varilla	# varillas	Ø varilla	Capac. axial (kN)	Área (cm²)	f'c (MPa)	M (kNm)	Pu (kN)	Pu (kN)	M (kNm)																																																						
1	2	10	2	10	11000	100	28	0	0	0	0																																																						
2	2	10	2	10	11000	100	28	151.14	0	151.14	0																																																						
3	2	10	2	10	11000	100	28	0	97.11	0	97.11																																																						
4	2	10	2	10	11000	100	28	0	-263.84	0	-263.84																																																						
Ec [kg/cm²]	1866146.85	Pu [T]	92.2	<table border="1"> <tr><th>Trayectoria</th><th># varillas</th><th>Ø varilla</th><th># varillas</th><th>Ø varilla</th><th>Capac. axial (kN)</th><th>Área (cm²)</th><th>f'c (MPa)</th><th>M (kNm)</th><th>Pu (kN)</th><th>Pu (kN)</th><th>M (kNm)</th></tr> <tr><td>1</td><td>2</td><td>10</td><td>2</td><td>10</td><td>11000</td><td>100</td><td>28</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>2</td><td>2</td><td>10</td><td>2</td><td>10</td><td>11000</td><td>100</td><td>28</td><td>151.14</td><td>0</td><td>151.14</td><td>0</td></tr> <tr><td>3</td><td>2</td><td>10</td><td>2</td><td>10</td><td>11000</td><td>100</td><td>28</td><td>0</td><td>97.11</td><td>0</td><td>97.11</td></tr> <tr><td>4</td><td>2</td><td>10</td><td>2</td><td>10</td><td>11000</td><td>100</td><td>28</td><td>0</td><td>-263.84</td><td>0</td><td>-263.84</td></tr> </table>		Trayectoria	# varillas	Ø varilla	# varillas	Ø varilla	Capac. axial (kN)	Área (cm²)	f'c (MPa)	M (kNm)	Pu (kN)	Pu (kN)	M (kNm)	1	2	10	2	10	11000	100	28	0	0	0	0	2	2	10	2	10	11000	100	28	151.14	0	151.14	0	3	2	10	2	10	11000	100	28	0	97.11	0	97.11	4	2	10	2	10	11000	100	28	0	-263.84	0	-263.84
Trayectoria	# varillas	Ø varilla	# varillas	Ø varilla	Capac. axial (kN)	Área (cm²)	f'c (MPa)	M (kNm)	Pu (kN)	Pu (kN)	M (kNm)																																																						
1	2	10	2	10	11000	100	28	0	0	0	0																																																						
2	2	10	2	10	11000	100	28	151.14	0	151.14	0																																																						
3	2	10	2	10	11000	100	28	0	97.11	0	97.11																																																						
4	2	10	2	10	11000	100	28	0	-263.84	0	-263.84																																																						

DISEÑO A CORTE Y CONFINAMIENTO

Barras cortas		Barras largas		ACERO LONGITUDINAL																																																													
Mb [Tm]	97.11	Mb [Tm]	97.11	P nec	1.50%																																																												
bw [cm]	70	bw [cm]	70	A _{tr} requerido	73.5 cm²																																																												
h [cm]	70	h [cm]	70	Armado	20 φ 20																																																												
d [cm]	63	d [cm]	63	A _{tr} colocado	62.83 cm²																																																												
CORTE		CORTE		ESPACIAMIENTO PARA REFUERZO TRANSVERSAL																																																													
s [cm]	10	s [cm]	10	Lo	h [m]																																																												
Corte por capacidad	OK	Corte por capacidad	OK	1*6 *Hc [m]	0.70																																																												
Vu [T]	64.74	Vu [T]	65	So estribos	b/4 [m]																																																												
Capacidad del hormigón	OK	Capacidad del hormigón	OK	6db [m]	0.12																																																												
Vc [T]	39.11	Vc [T]	39	So [m]	0.1																																																												
Evaluar corte en el refuerzo	OK	Evaluar corte en el refuerzo	OK	5 escogido [m]	0.10																																																												
Vs [T]	47.21	Vs [T]	47	CONDICIÓN BALANCEADA																																																													
Condición 4 Vc>Vs	OK	Condición 4 Vc>Vs	OK	<table border="1"> <tr><th>Trayectoria</th><th># varillas</th><th>Ø varilla</th><th># varillas</th><th>Ø varilla</th><th>Capac. axial (kN)</th><th>Área (cm²)</th><th>f'c (MPa)</th><th>M (kNm)</th><th>Pu (kN)</th><th>Pu (kN)</th><th>M (kNm)</th></tr> <tr><td>1</td><td>2</td><td>10</td><td>2</td><td>10</td><td>11000</td><td>100</td><td>28</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>2</td><td>2</td><td>10</td><td>2</td><td>10</td><td>11000</td><td>100</td><td>28</td><td>151.14</td><td>0</td><td>151.14</td><td>0</td></tr> <tr><td>3</td><td>2</td><td>10</td><td>2</td><td>10</td><td>11000</td><td>100</td><td>28</td><td>0</td><td>97.11</td><td>0</td><td>97.11</td></tr> <tr><td>4</td><td>2</td><td>10</td><td>2</td><td>10</td><td>11000</td><td>100</td><td>28</td><td>0</td><td>-263.84</td><td>0</td><td>-263.84</td></tr> </table>		Trayectoria	# varillas	Ø varilla	# varillas	Ø varilla	Capac. axial (kN)	Área (cm²)	f'c (MPa)	M (kNm)	Pu (kN)	Pu (kN)	M (kNm)	1	2	10	2	10	11000	100	28	0	0	0	0	2	2	10	2	10	11000	100	28	151.14	0	151.14	0	3	2	10	2	10	11000	100	28	0	97.11	0	97.11	4	2	10	2	10	11000	100	28	0	-263.84	0	-263.84
Trayectoria	# varillas	Ø varilla	# varillas	Ø varilla	Capac. axial (kN)	Área (cm²)	f'c (MPa)	M (kNm)	Pu (kN)	Pu (kN)	M (kNm)																																																						
1	2	10	2	10	11000	100	28	0	0	0	0																																																						
2	2	10	2	10	11000	100	28	151.14	0	151.14	0																																																						
3	2	10	2	10	11000	100	28	0	97.11	0	97.11																																																						
4	2	10	2	10	11000	100	28	0	-263.84	0	-263.84																																																						
A _{sh} [cm²]	1.78	A _{sh} [cm²]	1.78	ACERO DE REFUERZO TRANSVERSAL																																																													
Requiere acero para corte	OK	Requiere acero para corte	OK	Armado	5 φ 10																																																												
ACERO POR CONFINAMIENTO		ACERO POR CONFINAMIENTO		ACERO TRANSVERSAL COLOCADO																																																													
A _{sh} [cm²]	3.84	A _{sh} [cm²]	3.84	Armado	5 φ 10																																																												
Requiere acero para corte	OK	Requiere acero para corte	OK	Acero Transversal colocado [cm²]	3.93 OK																																																												

4. DISEÑO DE MUROS

DISEÑO DE MURO

DIMENSIONES		MATERIALES		SOLICITACIONES																																																
Pisos [u]	12	Fc [kg/cm ²]	280	Caso	P(T)	M(T.m)	V(T)																																													
Entrepiso [m]	3	Fy [kg/cm ²]	4200	D	303	9.7	3.36																																													
hw [m]	36	γc [T/m ³]	2.4	L	58	1.9	0.6																																													
lw [m]	3	Ec [NEC] [T/m ²]	1866146.85	S	76	503	56																																													
bw min [m]	0.12			<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="4">COMBINACIONES</th> <th>ESFUERZO kg/cm²</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1.4D</td> <td>424.2</td> <td>13.58</td> <td>4.704</td> <td>56.56</td> </tr> <tr> <td>1.2D+1.6L</td> <td>456.4</td> <td>14.68</td> <td>4.992</td> <td>60.85</td> </tr> <tr> <td>1.2D+L</td> <td>421.6</td> <td>13.54</td> <td>4.632</td> <td>56.21</td> </tr> <tr> <td>0.9D</td> <td>272.7</td> <td>8.73</td> <td>3.024</td> <td>36.38</td> </tr> <tr> <td>0.9D+S</td> <td>246.7</td> <td>504.71</td> <td>56.54</td> <td>181.08</td> </tr> <tr> <td>0.9D+S</td> <td>196.7</td> <td>-494.27</td> <td>-52.976</td> <td>-105.58</td> </tr> <tr> <td>1.2D+L+S</td> <td>497.6</td> <td>516.54</td> <td>60.632</td> <td>204.09</td> </tr> <tr> <td>1.2D+L+S</td> <td>345.6</td> <td>-489.46</td> <td>-51.368</td> <td>-84.44</td> </tr> </tbody> </table>				COMBINACIONES				ESFUERZO kg/cm ²	1.4D	424.2	13.58	4.704	56.56	1.2D+1.6L	456.4	14.68	4.992	60.85	1.2D+L	421.6	13.54	4.632	56.21	0.9D	272.7	8.73	3.024	36.38	0.9D+S	246.7	504.71	56.54	181.08	0.9D+S	196.7	-494.27	-52.976	-105.58	1.2D+L+S	497.6	516.54	60.632	204.09	1.2D+L+S	345.6	-489.46	-51.368	-84.44
COMBINACIONES								ESFUERZO kg/cm ²																																												
1.4D	424.2	13.58	4.704	56.56																																																
1.2D+1.6L	456.4	14.68	4.992	60.85																																																
1.2D+L	421.6	13.54	4.632	56.21																																																
0.9D	272.7	8.73	3.024	36.38																																																
0.9D+S	246.7	504.71	56.54	181.08																																																
0.9D+S	196.7	-494.27	-52.976	-105.58																																																
1.2D+L+S	497.6	516.54	60.632	204.09																																																
1.2D+L+S	345.6	-489.46	-51.368	-84.44																																																
bw [m]	0.25																																																			
r [cm]	4																																																			
φ curva	0.75																																																			
Área [m ²]	0.87																																																			

COMPROBACION	
hw/lw	12
lw/bw	12.00

MURO

Prediseño refuerzo longitudinal

REVISIÓN DE CABEZALES		*Cuantía en el 15% de la longitud		*Cuantía mínima en el alma	
omax	204.09	Cabezal	10.20	Alma	0.80
0.2fc	56	As mín requerido [cm ²]		As mín [cm ²]	11.00
Requiere cabezales		As mín [cm ²]	11.00	As mín [cm ²]	11.00
Lc [m]	0.4	Armado		Armado	
h [cm]	220	No. varillas	12	2	
		Díametro [mm]	14	12	
		No. capas	4	1	
		Acero colocado [cm ²]	18.47	2.26	
		Acero colocado total [cm ²]	20.73	OK	

Cuantía mínima en el alma	
Ag [cm ²]	5500
As mín [cm ²]	13.75
Armado	2
φ	12
Cuantía colocada	0.006
OK	
Espaciamiento [cm]	15
Número de capas	14
Número de capas total	16

INGRESO DE DATOS

fc	280	[Kg/cm ²]
Fy	4200	[Kg/cm ²]
E	1866146	[Kg/cm ²]
r	3	cm
b1	40	cm
t1	40	cm
b2	40	cm
t2	40	cm
bw	25	cm
h	220	cm
Mu	494.27	[T.m]
Pu	196.7	[T]

Esauema

Condición Balanceada

Capa	# Varillas	Diám. [mm]	As [cm ²]	di [cm]	eps_i	fsi [kg/cm ²]	fs
1	4	14	6.1575	4.7000	0.0029	5.4499e+03	
2	2	14	3.0788	14.9000	0.0027	5.1276e+03	
3	2	14	3.0788	25.1000	0.0026	4.8053e+03	
4	4	14	6.1575	35.3000	0.0024	4.4830e+03	
5	2	12	2.2619	43.6000	0.0023	4.2208e+03	
6	2	12	2.2619	57.7867	0.0020	3.7725e+03	3.1
7	2	12	2.2619	71.9733	0.0018	3.3243e+03	3.1
8	2	12	2.2619	86.1600	0.0015	2.8760e+03	2.1
9	2	12	2.2619	100.3467	0.0013	2.4277e+03	2.1
10	2	12	2.2619	114.5333	0.0011	1.9795e+03	1.1
11	2	12	2.2619	128.7200	8.2052e-04	1.5312e+03	1.1

PUNTOS IMPORTANTES

Puntos	M	P
'Po'	0	2360.37
'Mb-Pb'	1083.7	1087.49
'To'	0	-307.172

Flexo-compresión

CASO 1		CASO 2	
c	96	c	46
Pu	497.6	Pu	196.7
Mu	516.54	Mu	494.27
φ	0.9	φ	0.9
φPn	497.15	φPn	193.26
φMn	871.61	φMn	609.43
Mn	968	Mn	677
Mpr	1114	Mpr	779

Diseño a corte del alma

CASO 1		CASO 2	
Vu [T]	60.632	Vu [T]	52.976
Ω	2.16	Ω	1.6

Ωv	2.16
ωv	1.70
Ωv·ωv	3.00
OK	
Ve	181.9
bw mínimo	18.24
OK	

Factor αC		0.53
Cuantía de acero para corte, pt		0.006
Espaciamiento [cm]		15
Av [cm ²]		2.10
Armado	2	φ
Acero colocado [cm ²]	2.26	OK

Diseño a corte de cabezales

a. Longitud

c [cm]	96
c-0.1lw [cm]	66
c/2 [cm]	48
0.15lw [cm]	45
Longitud [cm]	66
d [cm]	59

b. Ancho mínimo de la longitud

b [cm]	18.75
--------	-------

c. Para muros largos hw/lw>2 y c/lw>3/8 entonces b>30 cm

hw/lw	12
c/lw	0.32
b [cm]	25

En la columna:

h ⁿ [cm]	33
s [cm]	8
A _g [cm ²]	1600
Ac [cm ²]	1089
A _{st1} [cm ²]	2.60
A _{st2} [cm ²]	1.66

Acero de Refuerzo Transversal [cm ²]	2.60	@ 8 cm
Armado	4	φ
Acero Transversal colocado [cm ²]	3.14	OK

En el alma:

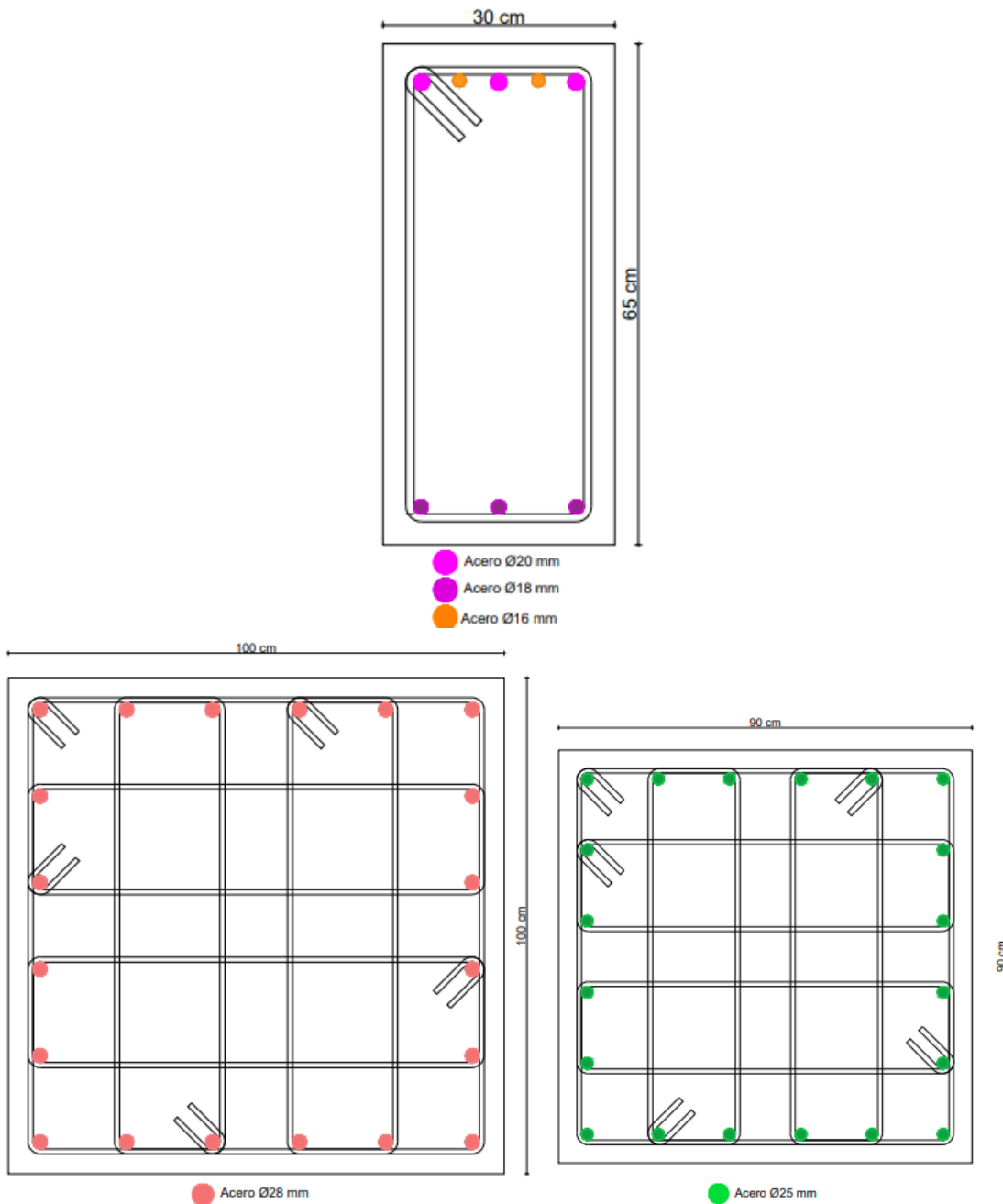
Ramas cortas	
Estribos por confinamiento	
h ⁿ [cm]	0.0
s [cm]	8
A _{st2} [cm ²]	0.00
Acero por confinamiento	
A _v [cm ²]	0.00
No. ramales	0

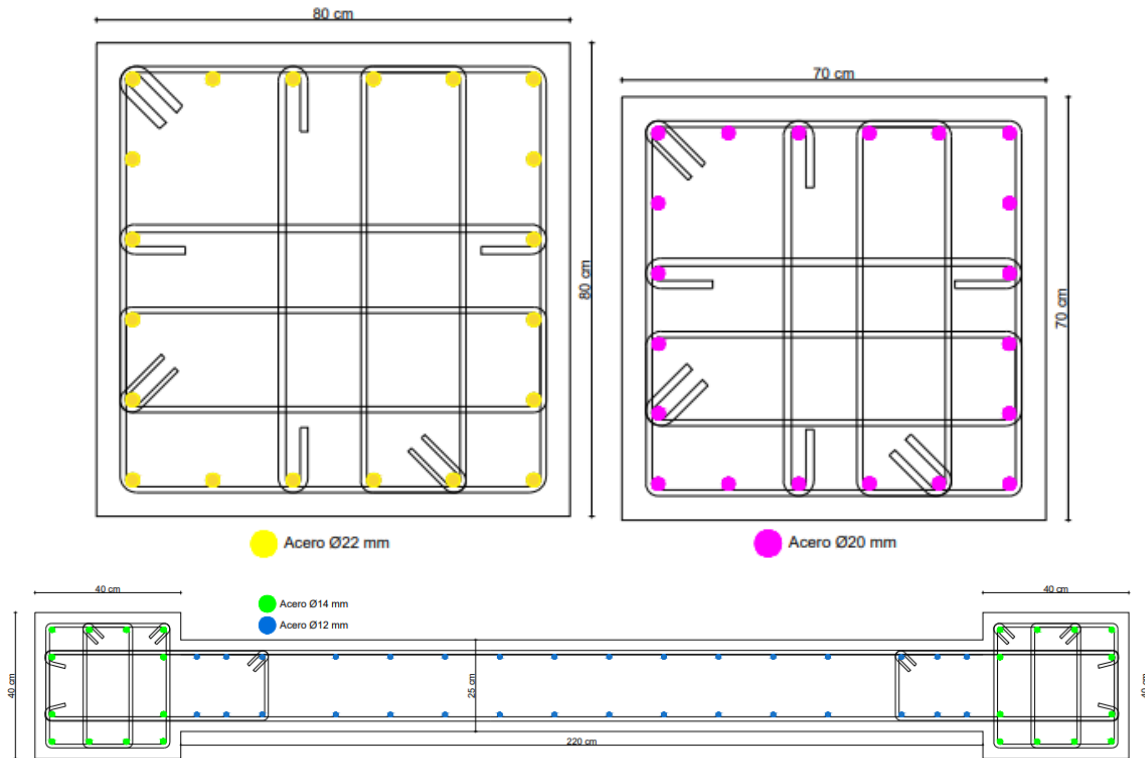
Ramas largas	
Estribos por confinamiento	
h ⁿ [cm]	18
s [cm]	8
A _{st2} [cm ²]	0.91
Acero por confinamiento	
A _v [cm ²]	0.91
No. ramales	2

Ramas cortas		
Acero de Refuerzo Transversal [cm ²]	0.00	@ 8 cm
Armado	0	φ
Acero Transversal colocado [cm ²]	0.00	OK

Ramas largas		
Acero de Refuerzo Transversal [cm ²]	0.91	@ 8 cm
Armado	2	φ
Acero Transversal colocado [cm ²]	1.57	OK

5. SECCIONES FINALES





CARGAS SÍSMICAS

Método 1 NEC SE DS	
Ct	0.055
hn	36
α	0.75
T	0.81

z	0.4
Fa	1.0
Fd	1.00
Fs	0.75
η	2.48
r	1.0
To	0.08
Tc	0.41

R	8.0
I	1.0
φe	1.0
φp	1.0
Sa	0.506
V %	0.063
W	4630.5
V	293.0
k	1.0

$Sa = \eta \cdot z \cdot Fa$
 $Sa = \eta \cdot z \cdot Fa \left(\frac{Tc}{T}\right)^1$

Nivel	wp	hp	wp*hp^k	Fp	Qx=Qy
1	259.20	3.00	777.60	3.76	2.66
2	259.20	6.00	1555.20	7.51	5.31
3	259.20	9.00	2332.80	11.27	7.97
4	259.20	12.00	3110.40	15.03	10.63
5	259.20	15.00	3888.00	18.78	13.28
6	259.20	18.00	4665.60	22.54	15.94
7	259.20	21.00	5443.20	26.30	18.59
8	259.20	24.00	6220.80	30.05	21.25
9	259.20	27.00	6998.40	33.81	23.91
10	259.20	30.00	7776.00	37.57	26.56
11	259.20	33.00	8553.60	41.32	29.22
12	259.20	36.00	9331.20	45.08	31.88

Σ= 60652.8 293.009

Verificación Sistema dual		
Cortante Soportado por muros	232.48	78.02%
Cortante Soportado por pórticos	65.49	22%
Cortante total	297.98	

ANEXO XIII

EJEMPLO DE DISEÑO POR DDBD

DATOS	
Entrepiso [m]	3
f'c [Mpa]	28
Acero de refuerzo, fy [MPa]	420
Acero de refuerzo, fu [MPa]	567
Modulo de elasticidad del acero, Es [Mpa]	200000
γ_c [T/m3]	2.4
βF	0.25
Número de pisos, n	12
Distancia libre, Lb [m]	6
hb [m]	0.65
ϵ_y	0.002
Largo del muro, lw [m]	3.0

Propiedades de los materiales		
Hormigón	f'ce	36
Acero	fye	462
	ϵ_y	0.0023
	ϵ_{su}	0.10
	fu/fy	1.35

$f'ce = 1.3f'c$
 $fye = 1.1fy$
 $\epsilon_y = 1.1fy/Es$

HCF **28.70**

Interpolación	
Mw	Hi
-0.21	30.00
0.27	27.00

Cálculos preliminares para determinar HCF

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Nivel	Altura Hi (m)	Masa mi (kg*s2/m)	miHi	Fi(rel.)	Vti(rel.)	MOTM,i(rel)	VF,i portico	Vw,i muro	Mw,i muro
12	36	34593.8	1245375	0.15	0.15	0.00	0.25	-0.10	0.00
11	33	36032.3	1189066	0.14	0.28	0.44	0.25	0.03	-0.31
10	30	36032.3	1080969	0.13	0.41	1.29	0.25	0.16	-0.21
9	27	36472.7	984762	0.12	0.53	2.52	0.25	0.28	0.27
8	24	36913.0	885913	0.10	0.63	4.10	0.25	0.38	1.10
7	21	36913.0	775174	0.09	0.72	5.99	0.25	0.47	2.24
6	18	37412.1	673418	0.08	0.80	8.15	0.25	0.55	3.65
5	15	37911.2	568668	0.07	0.87	10.55	0.25	0.62	5.30
4	12	37911.2	454934	0.05	0.92	13.14	0.25	0.67	7.14
3	9	38469.0	346221	0.04	0.96	15.90	0.25	0.71	9.15
2	6	39026.8	234161	0.03	0.99	18.77	0.25	0.74	11.27
1	3	39026.8	117080	0.01	1.00	21.73	0.25	0.75	13.48
0	0	0.0	0	0.00	1.00	24.73	0.25	0.75	15.73
Suma		446714.13	8555740	1.00					

Curvatura de fluencia del muro	
Ec. 4.57 c	$\phi_y = \frac{2,00 * \varepsilon_y}{l_w}$
ϕ_{yw}	0.00154

Curvatura de control de daño del muro	
Ec. 6.10 b	$\phi_{dc} = \frac{0,072}{l_w}$
ϕ_{dc}	0.02400

Deriva en el punto de contraflexura HCF	
Ec. 7.9	$\theta_{CF} = \frac{\phi_{yw} H_{CF}}{2} + (\phi_{dc} - \phi_{yw}) L_p$
θ_{CF}	0.07731

Cálculo de longitud de deformación por penetración, Lsp		
k	0.070	Ec.6.7 $L_{sp} = \varepsilon_y f_{ye} * d_{bl}$ $L_p = k * H_{CF} + 0,1 l_w + L_{SP}$
dbl[mm]	14	
Lsp [mm]	149.4	
Lp [m]	2.46	

Deriva del código	
θ_C	0.02

Se utiliza la deriva del código

Corrección por amplificación de deriva		APLICA
ω_θ	0.957	Ec. 7.11 $\omega_\theta = \left(1 - \left(\frac{n-5}{100} \right) * \left(\frac{M_{OTM,F}}{M_{OTM}} + 0,25 \right) \right)$
Deriva de diseño		
θ	0.0191	

1	2	11	12	13	14	15
Nivel	Altura Hi (m)	Δy_i [m]	ΔD_i [m]	$m_i \cdot \Delta D_i^2$	$m_i \cdot \Delta D_i$	$m_i \cdot \Delta d_i \cdot H_i$
12	36	0.584	0.584	11802.67	20206.41	727430.60
11	33	0.518	0.518	9661.48	18658.11	615717.76
10	30	0.452	0.452	7346.16	16269.57	488087.03
9	27	0.385	0.385	5414.08	14052.26	379411.04
8	24	0.320	0.320	3776.96	11807.59	283382.10
7	21	0.257	0.257	2433.10	9476.98	199016.59
6	18	0.197	0.197	1456.61	7382.07	132877.25
5	15	0.143	0.143	775.93	5423.71	81355.59
4	12	0.095	0.095	345.21	3617.66	43411.87
3	9	0.056	0.056	119.99	2148.48	19336.34
2	6	0.026	0.026	25.95	1006.43	6038.55
1	3	0.007	0.007	1.75	261.03	783.09
0	0	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
Suma		3.04	3.04	43159.90	110310.29	2976847.80

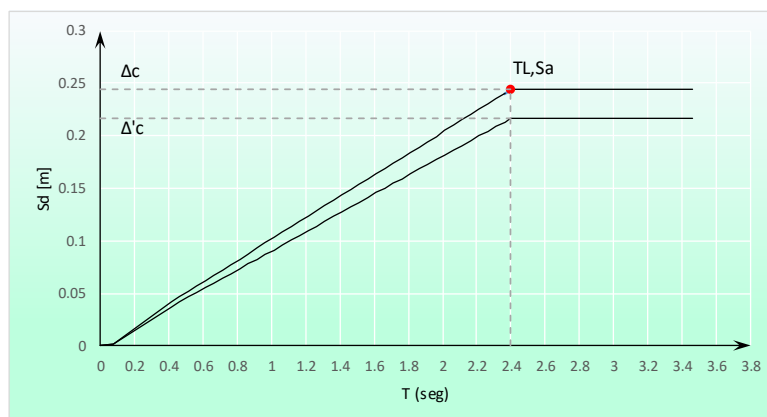
MUROS		PÓRTICOS	
Ductilidad del muro		Deriva de fluencia de pórticos	
Ec. 7.14	$\mu_w = \Delta_D / \Delta_{yw}$	Ec. 3.8a	Elementos de hormigón armado $\theta_{yF} = 0.5\epsilon_y Lb/hb$
μ_w	1.016	θ_{yF}	0.011
Amortiguamiento equivalente del muro		Ductilidad de los pórticos	
Ec. 3.17i	Muros de concreto $\xi_w = 0,05 + 0,444 \left(\frac{\mu - 1}{\mu\pi} \right)$	Ec. 7.15	Elementos de hormigón $\mu_F = \Delta_D / (\theta_{yF} H_e)$
ξ_w	0.052	μ_F	1.360
Amortiguamiento equivalente de pórticos		Amortiguamiento equivalente de pórticos	
Ec. 3.17i	Muros de concreto $\xi_w = 0,05 + 0,444 \left(\frac{\mu - 1}{\mu\pi} \right)$	Ec. 3.17i	$\xi_F = 0,05 + 0,565 \left(\frac{\mu - 1}{\mu\pi} \right)$
ξ_w	0.052	ξ_F	0.098

SISTEMA EQUIVALENTE DE UN GRADO DE LIBERTAD	
Desplazamiento de Fluencia	
Ec. 7.7	a. $He \leq HCF$ b. $He > HCF$ $\varphi_{yw} \left(\frac{He^2}{2} - \frac{He^3}{6H_{CF}} \right)$ $\Delta_{yi} = \varphi_{yw} \left(\frac{H_{CF} H_i}{2} - \frac{H_{CF}^2}{6} \right)$
$\Delta y [m]$	0.385
Desplazamiento de diseño del sistema	
Ec. 3.26	$\Delta_d = \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2) / \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)$
$\Delta_{sys} [m]$	0.391
Masa efectiva del sistema	
Ec. 3.33	$m_e = \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i) / \Delta_d$
$m_{sys} [t]$	281936.649
Amortiguamiento elástico equivalente del sistema	
Ec. 7.13	$\xi_{sys} = \frac{\xi_w M_{OTM,W} + \xi_F M_{OTM,F}}{M_{OTM}}$
ξ_{sys}	0.0688
Altura efectiva	
Ec. 3.35	$He = \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i) / \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)$
$He [m]$	26.986
Periodo efectivo	
$T_{eff} = \frac{T_L * \Delta_{sys}}{S_d * R_\xi}$	
$T_{eff} [seg]$	4.333

Periodo de la esquina, TL [seg]	2.4
Espectro de respuesta de aceleraciones, Sa (g)	0.171
Desplazamiento de la esquina al 5%, Δc [m]	0.244
Factor de escala por amortiguamiento (DSF), R	0.888
Desplazamiento en la esquina para ξeq, Δc [m]	0.217

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

$$R_\xi = \left(\frac{0,07}{0,02 + \xi} \right)^{0,5}$$



CASO ESPECIAL DE DISEÑO: TIPO A

CORRECCIÓN

El primer paso para realizar la corrección del caso especial es asumir un valor para la curvatura para alcanzar un valor de desplazamiento de fluencia igual al desplazamiento correspondiente al periodo de la esquina Tc

Curvatura para alcanzar Δt	
Ec. 4.57 c	$\phi_y = \frac{2,00 * \epsilon_y}{l_w}$
ø	0.00096

Curvatura de control de daño del muro	
Ec. 6.10 b	$\phi_{dc} = \frac{0,072}{l_w}$
ødc	0.02400

Deriva en el punto de contraflexura HCF	
Ec. 7.9	$\theta_{CF} = \frac{\phi_{yw} H_{CF}}{2} + (\phi_{dc} - \phi_{yw}) L_p$
θCF	0.07041

Cálculo de longitud de deformación por penetración, Lsp		
k	0.070	Ec.6.7 $Lsp = \epsilon_y f_y e * d_{bl}$
dbl [mm]	14	
Lsp [mm]	149.4	$Lp = k * H_{CF} + 0,1 l_w + L_{SP}$
Lp [m]	2.46	

Deriva del código	
θC	0.02

Se utiliza la deriva del código

Corrección por amplificación de deriva		APLICA
ωe	0.957	Ec. 7.11 $\omega_\theta = \left(1 - \left(\frac{n-5}{100} \right) * \left(\frac{M_{OTM,F}}{M_{OTM}} + 0,25 \right) \right)$
Deriva de diseño		
θ	0.0191	

Los valores del perfil de desplazamientos cambian:

Cálculos preliminares para determinar HCF

1	2	11	12	12	13	14	15
Nivel	Altura Hi (m)	Δe [m]	Δp [m]	ΔDi [m]	$mi \cdot \Delta Di^2$	$mi \cdot \Delta Di$	$mi \cdot \Delta di \cdot Hi$
12	36	0.364	0.000	0.364	4586.50	12596.20	453463.23
11	33	0.323	0.000	0.323	3754.44	11631.03	383824.06
10	30	0.281	0.000	0.281	2854.70	10142.07	304262.05
9	27	0.240	0.000	0.240	2103.90	8759.85	236515.97
8	24	0.199	0.000	0.199	1467.72	7360.57	176653.77
7	21	0.160	0.000	0.160	945.50	5907.73	124062.29
6	18	0.123	0.000	0.123	566.04	4601.81	82832.57
5	15	0.089	0.000	0.089	301.53	3381.01	50715.17
4	12	0.059	0.000	0.059	134.15	2255.16	27061.95
3	9	0.035	0.000	0.035	46.63	1339.31	12053.82
2	6	0.016	0.000	0.016	10.09	627.38	3764.29
1	3	0.004	0.000	0.004	0.68	162.72	488.16
0	0	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
Suma		1.89		1.89	16771.87	68764.85	1855697.33

MUROS	
Ductilidad del muro	
Ec. 7.14	$\mu_w = \Delta_D / \Delta_{yw}$
μ_w	1.016
Amortiguamiento equivalente del muro	
Ec. 3.17a	Muros de concreto $\xi_w = 0,05 + 0,444 \left(\frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right)$
ξ_w	0.052

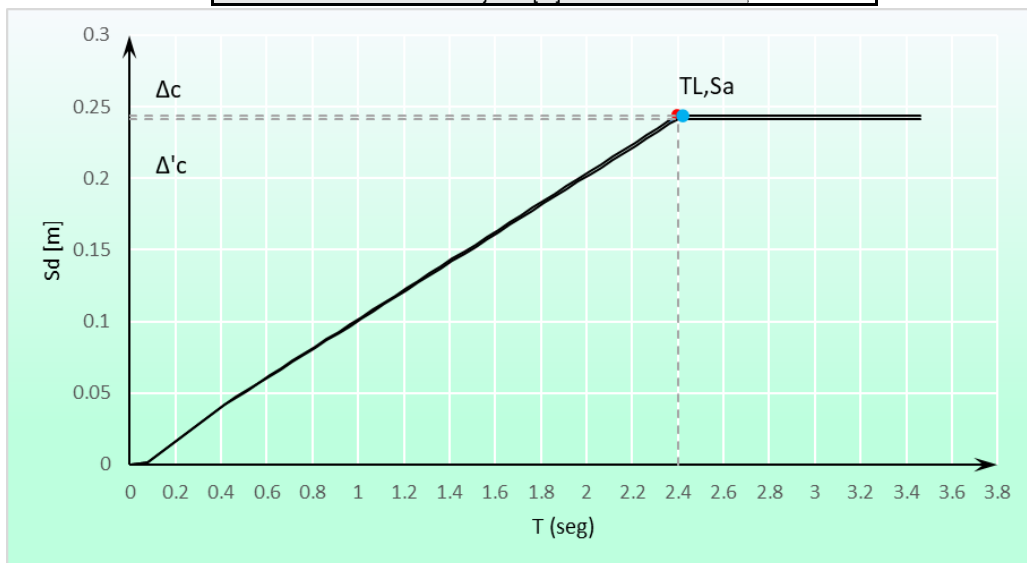
PÓRTICOS	
Deriva de fluencia de pórticos	
Ec. 3.8a	Elementos de hormigón armado $\theta_{yF} = 0.5 \varepsilon_y Lb / hb$
Θ_{yF}	0.011
Ductilidad de los pórticos	
Ec. 7.15	Elementos de hormigón $\mu_F = \Delta_D / (\theta_{yF} H_e)$
μ_F	1.000
Amortiguamiento equivalente de pórticos	
Ec. 3.17b	$\xi_F = 0,05 + 0,565 \left(\frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right)$
ξ_F	0.050

SISTEMA EQUIVALENTE DE UN GRADO DE LIBERTAD	
Desplazamiento de Fluencia	
Ec. 7.7 $\Delta_{yi} = \varphi_{yw} \left(\frac{He^2}{2} - \frac{He^3}{6H_{CF}} \right)$ a. $He \leq H_{CF}$ b. $He > H_{CF}$	
Δ_{yi} [m]	0.240
Desplazamiento de diseño del sistema	
Ec. 3.26 $\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}$	
Δ_{sys} [m]	0.244
Masa efectiva del sistema	
Ec. 3.33 $m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d}$	
m_{sys} [kg*s ² /m]	281936.649
Amortiguamiento elástico equivalente del sistema	
Ec. 7.13 $\xi_{sys} = \frac{\xi_w M_{OTM,W} + \xi_F M_{OTM,F}}{M_{OTM}}$	
ξ_{sys}	0.0514
Altura efectiva	
Ec. 3.35 $He = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}$	
He [m]	26.986
Periodo efectivo	
$T_{eff} = \frac{T_L * \Delta_{sys}}{S_d * R_\xi}$	
Teff [seg]	2.423

CASO A

Desplazamiento objetivo, Δ_t [m]	0.244
Rigidez elástica de la estructura, k_{EL} [T/m]	1152.486
Periodo elástico, T_{EL} [seg]	3.108
Cortante basal, V_{base} [T]	281.250
Momento en la base, M_{base} [T.m]	7589.836
Deriva objetivo [%]	0.90

$$k_{EL} = \frac{0.1 m_{eff}}{\Delta_y}$$



INDICE DE ESTABILIDAD

Indice de estabilidad, Θ_s 0.089 $\Theta_s < 0.1$

No necesita amplificación por efectos P-Δ

Acciones externas

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Nivel	Altura, Hi (m)	Fi [t]	VT,i [t]	VF,i portico [t]	Vw,i muro [t]	OTM (M. volteo) [t.m]	MF,i portico [t.m]	Mw,i muro[t.m]
12	36	40.94	40.94	70.31	-29.37	0.00	0.00	0.00
11	33	39.09	80.03	70.31	9.71	122.82	210.94	-88.12
10	30	35.53	115.56	70.31	45.25	362.90	421.87	-58.98
9	27	32.37	147.93	70.31	77.62	709.58	632.81	76.77
8	24	29.12	177.05	70.31	106.74	1153.37	843.75	309.63
7	21	25.48	202.54	70.31	132.22	1684.54	1054.69	629.85
6	18	22.14	224.67	70.31	154.36	2292.15	1265.62	1026.53
5	15	18.69	243.37	70.31	173.05	2966.17	1476.56	1489.61
4	12	14.95	258.32	70.31	188.01	3696.27	1687.50	2008.77
3	9	11.38	269.70	70.31	199.39	4471.24	1898.43	2572.80
2	6	7.70	277.40	70.31	207.09	5280.35	2109.37	3170.98
1	3	3.85	281.25	70.31	210.94	6112.55	2320.31	3792.24
0	0	0.00	281.25	70.31	210.94	6956.30	2531.25	4425.05

Diseño de vigas

Vigas	
h[m]	0.65
b[m]	0.3

nb 16

$$\rho = \frac{f'_{ce} \left(1 - \sqrt{1 - 2.36k} \right)}{f_{ye} \cdot 1.18} \quad k = \frac{M_u}{\phi \cdot f'_{ce} \cdot b \cdot d}$$

Refuerzo longitudinal en extremos de vigas

$$M_{bi} = V_{Fi} \cdot nb \cdot L_n$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d \quad A_s = \frac{M_u \cdot 30}{d} \quad A_{smin} = \frac{14bd}{f_y}$$

Nivel	Altura, Hi [m]	h Columnas [m]	Columnas hcxhc [cm]	Vigas bxbh [cm]	Mbi, [t.m]	k	ρ	Acero de refuerzo calculado [cm2]	As (Mu*30/d)	Asmin	Armado	Acero de refuerzo colocado [cm2]
12	36	0.70	70x70	30x65	11.65	0.0340	0.27%	4.76	6.02	5.8	3 \emptyset 16 mm	6.03
11	33	0.70	70x70	30x65	11.65	0.0340	0.27%	4.76	6.02	5.8	3 \emptyset 16 mm	6.03
10	30	0.70	70x70	30x65	11.65	0.0340	0.27%	4.76	6.02	5.8	3 \emptyset 16 mm	6.03
9	27	0.80	80x80	30x65	11.43	0.0334	0.27%	4.67	5.91	5.8	3 \emptyset 16 mm	6.03
8	24	0.80	80x80	30x65	11.43	0.0334	0.27%	4.67	5.91	5.8	3 \emptyset 16 mm	6.03
7	21	0.80	80x80	30x65	11.43	0.0334	0.27%	4.67	5.91	5.8	3 \emptyset 16 mm	6.03
6	18	0.90	90x90	30x65	11.21	0.0328	0.26%	4.58	5.80	5.8	3 \emptyset 16 mm	6.03
5	15	0.90	90x90	30x65	11.21	0.0328	0.26%	4.58	5.80	5.8	3 \emptyset 16 mm	6.03
4	12	0.90	90x90	30x65	11.21	0.0328	0.26%	4.58	5.80	5.8	3 \emptyset 16 mm	6.03
3	9	1.00	100x100	30x65	10.99	0.0321	0.26%	4.49	5.68	5.8	3 \emptyset 16 mm	6.03
2	6	1.00	100x100	30x65	10.99	0.0321	0.26%	4.49	5.68	5.8	3 \emptyset 16 mm	6.03
1	3	1.00	100x100	30x65	10.99	0.0321	0.26%	4.49	5.68	5.8	3 \emptyset 16 mm	6.03

Momentos y cortantes de tramo, cortantes de borde de viga

WG [T/m]	7.06
ϕ^0	1.1

$$M_x = \phi^0 \cdot M_{bi} - 2\phi^0 M_{bi} \cdot \frac{x}{L_b} + \frac{W_G \cdot L_b \cdot x}{2} - \frac{W_G \cdot x^2}{2}$$

$$V_{bi} = V_{Fi} / n_b$$

$$M_{bi} = V_{bi} * H_s$$

$$V_x = \frac{2\phi^0 M_{bi}}{L_n} + \frac{W_G \cdot L_n}{2} - W_G \cdot x$$

Nivel	Altura, Hi [m]	Columnas hxbh [cm]	Vigas bxbh [cm]	Vbi [t]	Mbi (eje colum) [t.m]	Mbi (cara colum) [t.m]	Mbi (eje colum) WG [t.m]	Mbi (cara colum) WG [t.m]	Mx, tramo [t.m]	Vx, tramo [t]	Vcc Borde (cara colum)
12	36	70x70	30x65	4.39	13.18	11.65	18.72	14.61	31.77	6.06	24.77
11	33	70x70	30x65	4.39	13.18	11.65	18.72	14.61	31.77	6.06	24.77
10	30	70x70	30x65	4.39	13.18	11.65	18.72	14.61	31.77	6.06	24.77
9	27	80x80	30x65	4.39	13.18	11.43	18.72	14.61	31.77	6.18	24.54
8	24	80x80	30x65	4.39	13.18	11.43	18.72	14.61	31.77	6.18	24.54
7	21	80x80	30x65	4.39	13.18	11.43	18.72	14.61	31.77	6.18	24.54
6	18	90x90	30x65	4.39	13.18	11.21	18.72	14.61	31.77	6.30	24.31
5	15	90x90	30x65	4.39	13.18	11.21	18.72	14.61	31.77	6.30	24.31
4	12	90x90	30x65	4.39	13.18	11.21	18.72	14.61	31.77	6.30	24.31
3	9	100x100	30x65	4.39	13.18	10.99	18.72	14.61	31.77	6.43	24.08
2	6	100x100	30x65	4.39	13.18	10.99	18.72	14.61	31.77	6.43	24.08
1	3	100x100	30x65	4.39	13.18	10.99	18.72	14.61	31.77	6.43	24.08

Diámetro refuerzo (mm):	10		
Espaciamiento			
d/4	6φvlp	24φest	15 cm
14.25	9.6	24	15

SLo=	9.0
S=	18

Vc [t]	17.90
--------	-------

$$Vc = 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

Nivel	Altura, Hi [m]	Vs [t]	Revisión Vs<4Vc	Av/s [cm²/cm]	Av[cm²]	No. Rames	Armado en Lo=2h	Armado fuera Lo=2h
12	36	15.13	CUMPLE	0.06	0.57	1	1 estribo @ 9 cm	1 estribo @ 18 cm
11	33	15.13	CUMPLE	0.06	0.57	1	1 estribo @ 9 cm	1 estribo @ 18 cm
10	30	15.13	CUMPLE	0.06	0.57	1	1 estribo @ 9 cm	1 estribo @ 18 cm
9	27	14.82	CUMPLE	0.06	0.56	1	1 estribo @ 9 cm	1 estribo @ 18 cm
8	24	14.82	CUMPLE	0.06	0.56	1	1 estribo @ 9 cm	1 estribo @ 18 cm
7	21	14.82	CUMPLE	0.06	0.56	1	1 estribo @ 9 cm	1 estribo @ 18 cm
6	18	14.51	CUMPLE	0.06	0.55	1	1 estribo @ 9 cm	1 estribo @ 18 cm
5	15	14.51	CUMPLE	0.06	0.55	1	1 estribo @ 9 cm	1 estribo @ 18 cm
4	12	14.51	CUMPLE	0.06	0.55	1	1 estribo @ 9 cm	1 estribo @ 18 cm
3	9	14.21	CUMPLE	0.06	0.53	1	1 estribo @ 9 cm	1 estribo @ 18 cm
2	6	14.21	CUMPLE	0.06	0.53	1	1 estribo @ 9 cm	1 estribo @ 18 cm
1	3	14.21	CUMPLE	0.06	0.53	1	1 estribo @ 9 cm	1 estribo @ 18 cm

Amplificación dinámica de cortante de columnas

Factor de sobre-resistencia, ø°	1.2
---------------------------------	-----

Nivel	Altura, Hi [m]	Columnas hcxhc [cm]	Vsi [t]	VEe1 (Colum ext.) [t]	VEi1 (Colum int.) [t]	VUe2 (Colum ext.) [t]	VUi1 (Colum int.) [t]
12	36	70x70	70.31	16.57	33.15	25.85	51.71
11	33	70x70	70.31	16.57	33.15	25.85	51.71
10	30	70x70	70.31	16.57	33.15	25.85	51.71
9	27	80x80	70.31	16.57	33.15	25.85	51.71
8	24	80x80	70.31	16.57	33.15	25.85	51.71
7	21	80x80	70.31	16.57	33.15	25.85	51.71
6	18	90x90	70.31	16.57	33.15	25.85	51.71
5	15	90x90	70.31	16.57	33.15	25.85	51.71
4	12	90x90	70.31	16.57	33.15	25.85	51.71
3	9	100x100	70.31	16.57	33.15	25.85	51.71
2	6	100x100	70.31	16.57	33.15	25.85	51.71
1	3	100x100	70.31	16.57	33.15	25.85	51.71

Amplificación dinámica de momentos de columnas

$$M_{UC} = M_{AC} - \frac{h_b \cdot Vu}{2}$$

Nivel	Altura, Hi [m]	MBi (eje colum.) [t.m]	Mc1,f (colum int.) [t.m]	Mc1,f (colum ext.) [t.m]	MAC,int (eje viga) [t.m]	MAC,ext (eje viga) [t.m]	Vigas bxh [cm]	MUC,int (cara viga) [t.m]	MUC,ext (cara viga) [t.m]
12	36	18.72	26.47	13.24	41.30	20.65	30x65	24.49	3.84
11	33	18.72	26.47	13.24	41.30	20.65	30x65	24.49	3.84
10	30	18.72	26.47	13.24	41.30	20.65	30x65	24.49	3.84
9	27	18.72	26.47	13.24	41.30	20.65	30x65	24.49	3.84
8	24	18.72	26.47	13.24	41.30	20.65	30x65	24.49	3.84
7	21	18.72	26.47	13.24	41.30	20.65	30x65	24.49	3.84
6	18	18.72	26.47	13.24	41.30	20.65	30x65	24.49	3.84
5	15	18.72	26.47	13.24	41.30	20.65	30x65	24.49	3.84
4	12	18.72	26.47	13.24	41.30	20.65	30x65	24.49	3.84
3	9	18.72	26.47	13.24	41.30	20.65	30x65	24.49	3.84
2	6	18.72	26.47	13.24	41.30	20.65	30x65	24.49	3.84
1	3	18.72	26.47	13.24	41.30	20.65	30x65	24.49	3.84
0	0								

Cargas Axiales de columna esquinera

Nivel	Altura, Hi [m]	Axial por CM, i [t]	Axial por CM, acum i [t]	Axial por CV [t]	Axial por CV acum [t]	MBi (eje colum.) [t.m]	Carga sísmica Piso, i [t]	Carga sísmica acum [t]	Factor reduc. C.S.A. [t]	Carga sísmica Diseño [t]	Combo U1=CM +CV	Combo U1=CM +CV+Cs	Combo U1=CM +CV-Cs
12	36	9.43	9.43	2.25	2.25	18.72	16.85	16.85	1.00	16.85	11.68	28.52	-5.17
11	33	9.82	19.25	2.25	4.50	18.72	16.85	33.70	0.95	32.01	23.75	55.76	-8.27
10	30	9.82	29.06	2.25	6.75	18.72	16.85	50.54	0.93	47.01	35.81	82.82	-11.19
9	27	9.94	39.00	2.25	9.00	18.72	16.85	67.39	0.91	61.33	48.00	109.33	-13.32
8	24	10.06	49.06	2.25	11.25	18.72	16.85	84.24	0.89	74.97	60.31	135.29	-14.66
7	21	10.06	59.12	2.25	13.50	18.72	16.85	101.09	0.86	86.94	72.62	159.56	-14.31
6	18	10.19	69.32	2.25	15.75	18.72	16.85	117.94	0.84	99.07	85.07	184.13	-14.00
5	15	10.33	79.65	2.25	18.00	18.72	16.85	134.78	0.81	109.18	97.65	206.82	-11.53
4	12	10.33	89.98	2.25	20.25	18.72	16.85	151.63	0.79	119.79	110.23	230.02	-9.56
3	9	10.48	100.46	2.25	22.50	18.72	16.85	168.48	0.77	129.73	122.96	252.69	-6.77
2	6	10.63	111.09	2.25	24.75	18.72	16.85	185.33	0.75	139.00	135.84	274.84	-3.15
1	3	10.63	121.73	2.25	27.00	18.72	16.85	202.18	0.72	145.57	148.73	294.30	3.16
0	0	0.00	121.73	2.25	29.25	0.00	0.00						

Cargas Axiales de columna interior

Nivel	Altura, Hi [m]	Axial por CM, i [t]	Axial por CM, acum i [t]	Axial por CV [t]	Axial por CV acum [t]	Combo U1=CM+CV
12	36	37.71	37.71	9.00	9.00	46.71
11	33	39.28	76.98	9.00	18.00	94.98
10	30	39.28	116.26	9.00	27.00	143.26
9	27	39.76	156.01	9.00	36.00	192.01
8	24	40.24	196.25	9.00	45.00	241.25
7	21	40.24	236.48	9.00	54.00	290.48
6	18	40.78	277.26	9.00	63.00	340.26
5	15	41.32	318.59	9.00	72.00	390.59
4	12	41.32	359.91	9.00	81.00	440.91
3	9	41.93	401.84	9.00	90.00	491.84
2	6	42.54	444.38	9.00	99.00	543.38
1	3	42.54	486.92	9.00	108.00	594.92
0	0	0.00	486.92	9.00	117.00	603.92

Refuerzo longitudinal y transversal de columna interior

Nivel	Altura, Hi [m]	Columnas hcxhc [cm]	Mu, c int (cara viga) [t.m]	Pu, c-int combo [t.m]	As [cm2]	ρ	As ref long [varillas]			Vui,2 (columna int.) [t]
12	36	70x70	24.49	46.71	62.832	1.28%	20	∅	20 mm	51.707
11	33	70x70	24.49	94.98	62.832	1.28%	20	∅	20 mm	51.707
10	30	70x70	24.49	143.26	62.832	1.28%	20	∅	20 mm	51.707
9	27	80x80	24.49	192.01	76.027	1.19%	20	∅	22 mm	51.707
8	24	80x80	24.49	241.25	76.027	1.19%	20	∅	22 mm	51.707
7	21	80x80	24.49	290.48	76.027	1.19%	20	∅	22 mm	51.707
6	18	90x90	24.49	340.26	98.175	1.21%	20	∅	25 mm	51.707
5	15	90x90	24.49	390.59	98.175	1.21%	20	∅	25 mm	51.707
4	12	90x90	24.49	440.91	98.175	1.21%	20	∅	25 mm	51.707
3	9	100x100	24.49	491.84	123.150	1.23%	20	∅	28 mm	51.707
2	6	100x100	24.49	543.38	123.150	1.23%	20	∅	28 mm	51.707
1	3	100x100	24.49	594.92	123.150	1.23%	20	∅	28 mm	51.707
0	0	0		603.92						

Nivel	Altura, Hi [m]	Columnas hcxhc [cm]	Vs [t]	Av [cm2]	Ash1 [cm2]	Ash2 [cm2]	Av Ref Tran (varillas)	As colocado [cm2]
12	36	70x70	29.832	1.11	3.41	3.72	4 ramas ∅ 12 mm	4.52
11	33	70x70	29.832	1.11	3.41	3.72	4 ramas ∅ 12 mm	4.52
10	30	70x70	29.832	1.11	3.41	3.72	4 ramas ∅ 12 mm	4.52
9	27	80x80	29.832	0.96	3.38	4.32	4 ramas ∅ 12 mm	4.52
8	24	80x80	29.832	0.96	3.38	4.32	4 ramas ∅ 12 mm	4.52
7	21	80x80	29.832	0.96	3.38	4.32	4 ramas ∅ 12 mm	4.52
6	18	90x90	29.832	0.85	3.36	4.92	5 ramas ∅ 12 mm	5.65
5	15	90x90	29.832	0.85	3.36	4.92	5 ramas ∅ 12 mm	5.65
4	12	90x90	29.832	0.85	3.36	4.92	5 ramas ∅ 12 mm	5.65
3	9	100x100	29.832	0.76	3.34	5.52	5 ramas ∅ 12 mm	5.65
2	6	100x100	29.832	0.76	3.34	5.52	5 ramas ∅ 12 mm	5.65
1	3	100x100	29.832	0.76	3.34	5.52	5 ramas ∅ 12 mm	5.65
0	0	0						

Vc [t]	39.11
4Vc [t]	156
Revisión Vs<4Vc	CUMPLE

So estribos	
b/4 [m]	0.23
6db [m]	0.12
So [m]	0.1
S escogido	10.00

Refuerzo longitudinal y transversal de columna exterior

Nivel	Altura, Hi [m]	Columnas hcxhc [cm]	Mu, c ext (cara viga) [t.m]	Pu, c-ext combo [t.m]	As [cm2]	ρ	As ref long [varillas]			Vue,1 (columna int.) [t]
12	36	0.70	3.84	28.52	62.832	1.28%	20	∅	20 mm	25.854
11	33	0.70	3.84	55.76	62.832	1.28%	20	∅	20 mm	25.854
10	30	0.70	3.84	82.82	62.832	1.28%	20	∅	20 mm	25.854
9	27	0.80	3.84	109.33	76.027	1.19%	20	∅	22 mm	25.854
8	24	0.80	3.84	135.29	76.027	1.19%	20	∅	22 mm	25.854
7	21	0.80	3.84	159.56	76.027	1.19%	20	∅	22 mm	25.854
6	18	0.90	3.84	184.13	98.175	1.21%	20	∅	25 mm	25.854
5	15	0.90	3.84	206.82	98.175	1.21%	20	∅	25 mm	25.854
4	12	0.90	3.84	230.02	98.175	1.21%	20	∅	25 mm	25.854
3	9	1.00	3.84	252.69	123.150	1.23%	20	∅	28 mm	25.854
2	6	1.00	3.84	274.84	123.150	1.23%	20	∅	28 mm	25.854
1	3	1.00	3.84	294.30	123.150	1.23%	20	∅	28 mm	25.854
0	0	0								

Refuerzo longitudinal y transversal de columna exterior

Nivel	Altura, Hi [m]	Columnas hcxhc [cm]	Vs [t]	Av [cm ²]	Ash1 [cm ²]	Ash2 [cm ²]	Av Ref Tran (varillas)	As colocado
12	36	0.70	-4.639	0.00	3.41	3.72	4 ramas ø 12 mm	4.52
11	33	0.70	-4.639	0.00	3.41	3.72	4 ramas ø 12 mm	4.52
10	30	0.70	-4.639	0.00	3.41	3.72	4 ramas ø 12 mm	4.52
9	27	0.80	-4.639	0.00	3.38	4.32	4 ramas ø 12 mm	4.52
8	24	0.80	-4.639	0.00	3.38	4.32	4 ramas ø 12 mm	4.52
7	21	0.80	-4.639	0.00	3.38	4.32	4 ramas ø 12 mm	4.52
6	18	0.90	-4.639	0.00	3.36	4.92	5 ramas ø 12 mm	5.65
5	15	0.90	-4.639	0.00	3.36	4.92	5 ramas ø 12 mm	5.65
4	12	0.90	-4.639	0.00	3.36	4.92	5 ramas ø 12 mm	5.65
3	9	1.00	-4.639	0.00	3.34	5.52	5 ramas ø 12 mm	5.65
2	6	1.00	-4.639	0.00	3.34	5.52	5 ramas ø 12 mm	5.65
1	3	1.00	-4.639	0.00	3.34	5.52	5 ramas ø 12 mm	5.65
0	0	0						

Vc [t]	39.11
4Vc [t]	156
Revisión Vs<4Vc	CUMPLE

So estribos	
b/4 [m]	0.23
6db [m]	0.12
So [m]	0.1
S escogido	10.00

Diseño por capacidad para muros

Ductilidad del sistema	
$\mu_s = \frac{\mu_w V_{w,B} + \mu_F V_{F,B}}{V_B}$	
μ_s	1.012
Periodo elástico Ti	
$T_i = T_e / \sqrt{\mu}$	
Ti	3.089

Factor de sobre-resistencia, ϕ^0	1
a. Momento a media altura	
$M_{0,5}^0 = C_{1,T} \cdot \phi^0 \cdot M_B$	
$C_{1,T} = 0.4 + 0.075 T_i (\mu_s / \phi^0 - 1)$	
C1,T	0.403
M0,5	445.642

Factor de sobre-resistencia, ϕ^0	1.20
b. Fuerza cortante en el muro	
$C_{2,T} = 0.4 + 0.2(T_i - 0.5)$	
C2,T	0.918
$\omega_v = 1 + \frac{\mu_s}{\phi^0} C_{2,T}$	
ω_v	1.774
$V_B^0 = \phi^0 \cdot \omega_v \cdot V_{w,B}$	
VB [t]	112.27
Vn [t] tope	44.91

- Momento en vigas correspondiente al cortante basal unitario

$$M_b = V_F \cdot \frac{H_S}{n_b}$$

Mb [t.m]	0.047
----------	-------

- Momento unitario a la derecha del muro

$$M_{b,w} \text{ der.} = Mb + (Mb - Mb)l_{w,c}/Lb$$

Mb, der [t.m]	-0.094
---------------	--------

- Momento unitario a la izquierda del muro

$$M_{b,w} \text{ izq.} = Mb + (Mb - Mb)l_{w,c}/Lb$$

Mb,izq [t.m]	0.094
--------------	-------

- Momento unitario en la base de muros

$$M_{w,i=0} = Mw - 2 * Mb * hw$$

Mw, unit [t.m]	13.484
----------------	--------

- Momento en la base de muros

$$M_w = M_{w,i=0} * Vb$$

Mw [t.m]	3792.241
----------	----------

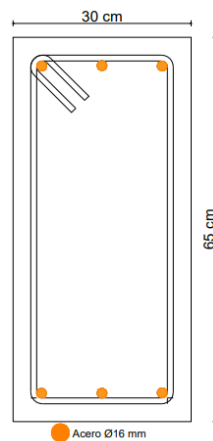
- Momento en la base por muro

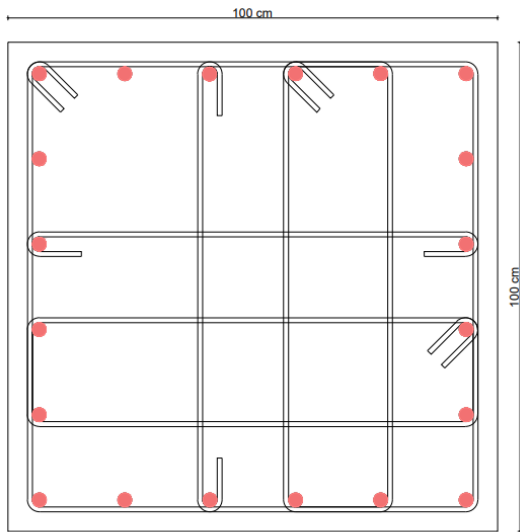
Mw/muro[t.m]	948.060
--------------	---------

- Cortante en la base por muro

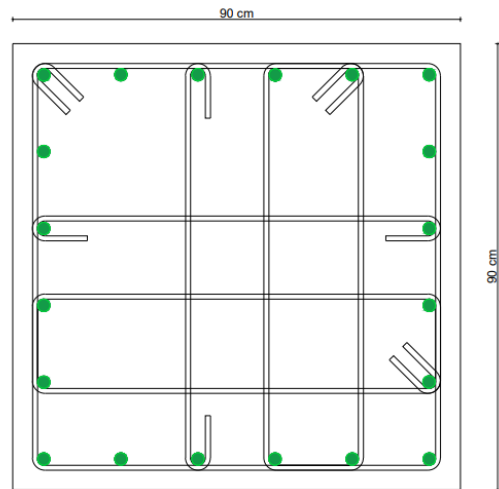
Vw/muro[t.m]	52.734
--------------	--------

SECCIONES FINALES

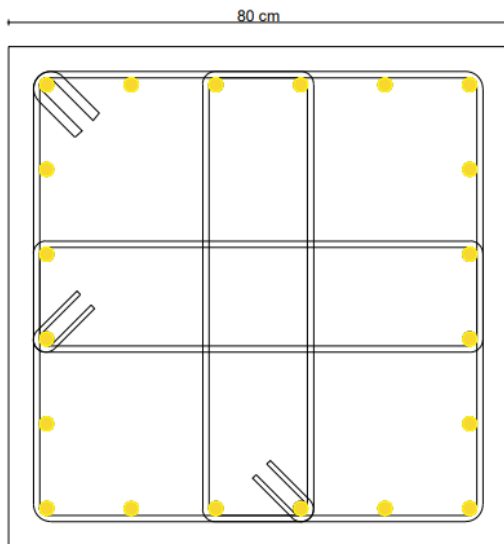




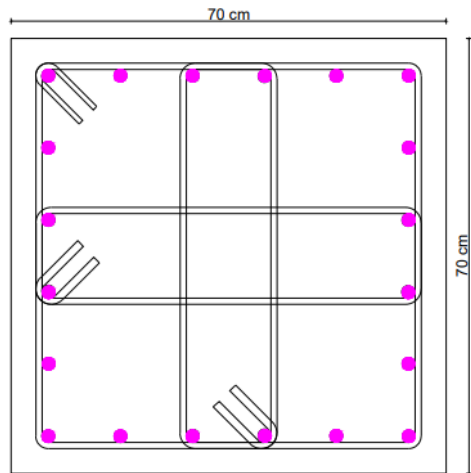
● Acero Ø28 mm



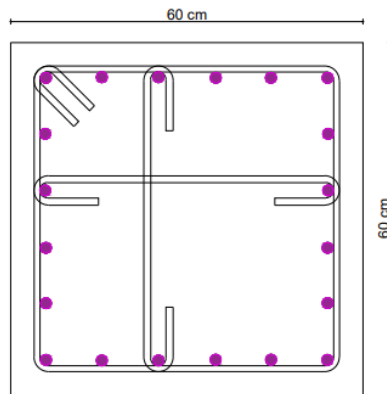
● Acero Ø25 mm



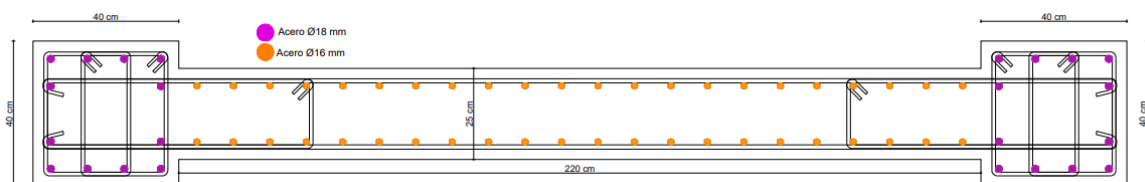
● Acero Ø22 mm



● Acero Ø20 mm



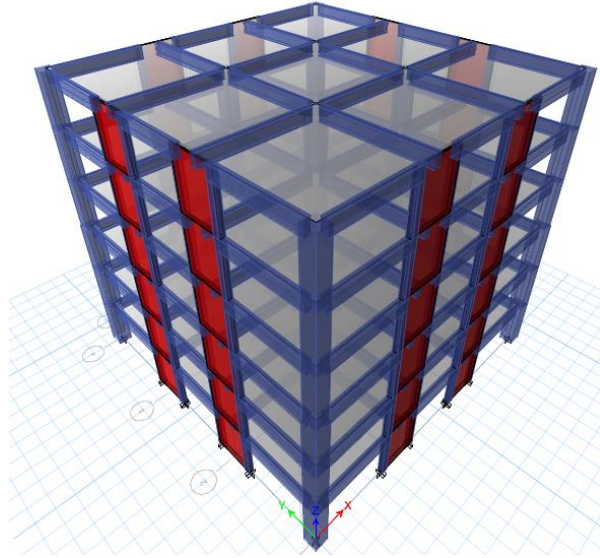
● Acero Ø18 mm



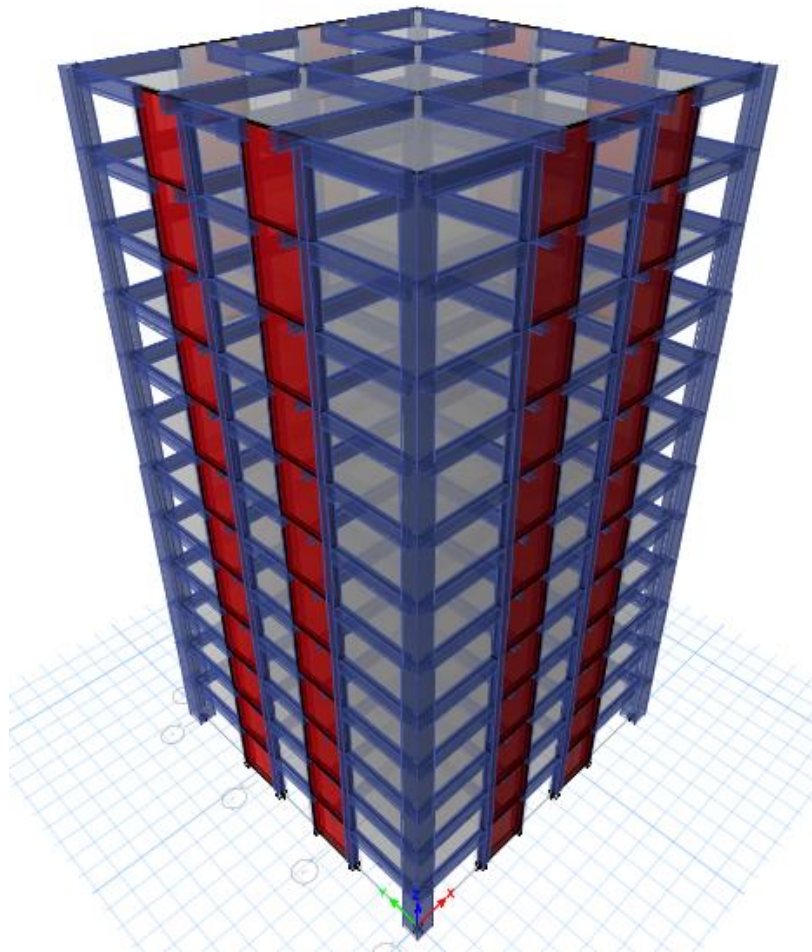
ANEXO XIV

MODELACIÓN DE ESTRUCTURAS VISTA EN 3D

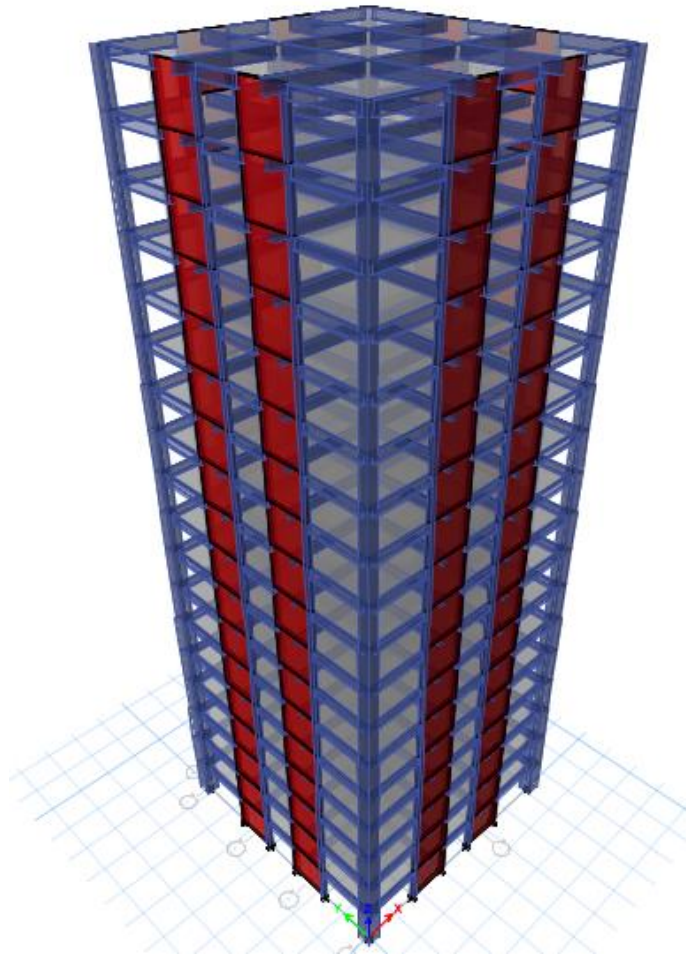
GEOMETRÍA 1



GEOMETRÍA 2

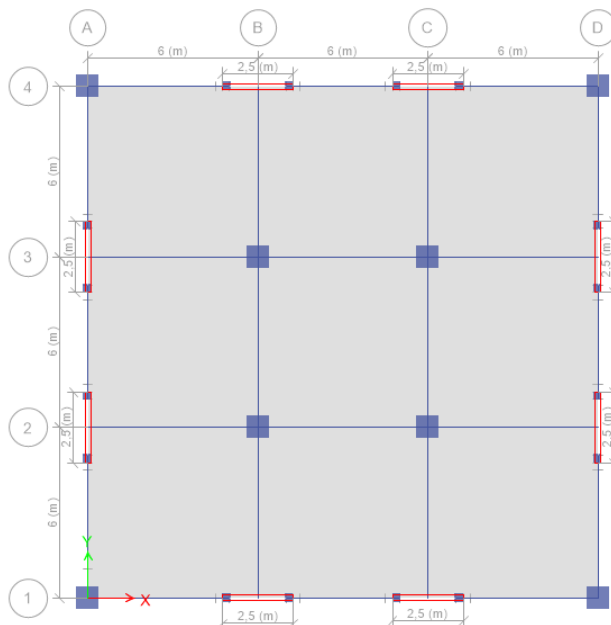


GEOMETRÍA 3

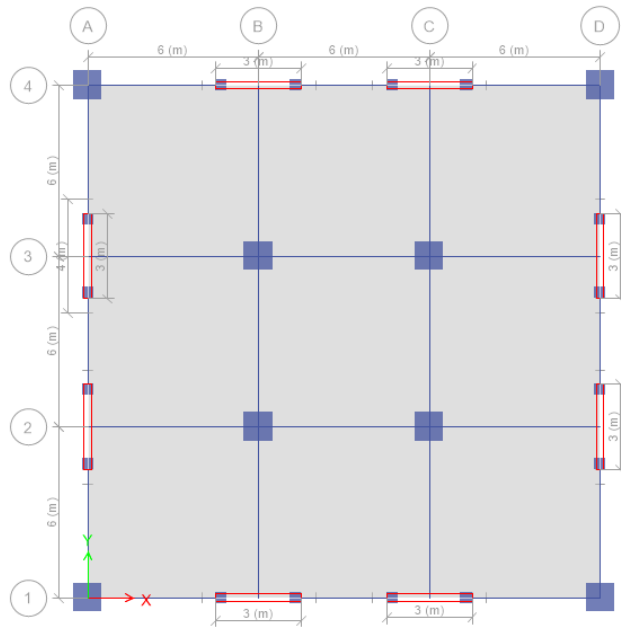


VISTA EN PLANTA

GEOMETRÍA 1



GEOMETRÍA 2



GEOMETRÍA 3

