

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

APLICACIÓN DEL DDBD (DIRECT DISPLACEMENT BASE DESIGN) Y COMPARACIÓN CON EL FBD (FORCE BASESD DESIGN) EN ESTRUCTURAS REGULARES. (ENFOCADO A EVALUAR GEOMETRÍA ESTRUCTURAL)

ESTRUCTURAS DE MUROS ACOPLADOS DE HORMIGÓN ARMADO (DE 5 A 20 PISOS)

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

JONATHAN JAVIER ÁLVAREZ BARRERA

jonathan177@live.com

DIRECTOR: DIEGO ANDRÉS SOSA CAIZA PH.D.

diego.sosac@epn.edu.ec

DMQ, febrero 2023

CERTIFICACIONES

Yo, JONATHAN JAVIER ÁLVAREZ BARRERA 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.

JONATHAN JAVIER ÁLVAREZ BARRERA

Certifico que el presente trabajo de integración curricular fue desarrollado por JONATHAN JAVIER ÁLVAREZ BARRERA, bajo mi supervisión.

DIEGO ANDRÉS SOSA CAIZA PH.D.
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.

JONATHAN JAVIER ÁLVAREZ BARRERA

DIEGO ANDRÉS SOSA CAIZA PH.D.

AGRADECIMIENTO

Un agradecimiento a todas las personas que, directa o indirectamente, me apoyaron en el desarrollo de este proyecto. En especial al ing. Diego Sosa, por la oportunidad, confianza y tiempo brindado, que permitió concluir cada objetivo y etapa planteada de este trabajo. Gracias.

DEDICATORIA

Como una demostración de cariño y profundo amor, a Dios y a mi familia; quienes, sin escatimar esfuerzo alguno, confiaron y entregaron de su valioso tiempo para que este proyecto de vida, que hoy empieza, sea posible.

ÍNDICE DE CONTENIDO

CERTIFICACIONES.....	I
DECLARACIÓN DE AUTORÍA.....	II
DEDICATORIA.....	III
AGRADECIMIENTO.....	III
ÍNDICE DE CONTENIDO.....	V
RESUMEN	X
ABSTRACT	XI
1 DESCRIPCIÓN DEL COMPONENTE DESARROLLADO.....	1
1.1 Objetivo general	2
1.2 Objetivos específicos	2
1.3 Alcance	2
1.4 Marco teórico	2
2 METODOLOGÍA.....	12
2.1 Introducción.....	12
2.2 Propiedades de los materiales	13
2.3 Cargas gravitacionales.....	14
2.4 Dimensiones geométricas elementos estructurales	14
2.5 Diseño Basado en Fuerzas (DBF).....	19
2.6 Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD).....	27
2.7 Diseño de Muros de Acople	56
2.8 Modelación de Muros de Acople	63
3 RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	65
3.1 Resultados	65
3.2 Conclusiones.....	80
3.3 Recomendaciones.....	81
4 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	84
5 ANEXOS.....	85
ANEXO I ESQUEMA SIMPLIFICADO DEL DBF.....	85
ANEXO II ESQUEMA SIMPLIFICADO DEL DBD	86
ANEXO III EJERCICIO DE MODELO DE RÓTULA PLÁSTICA DE PRIESTLEY USANDO $M-\Phi$	87
ANEXO IV APLICACIÓN DEL DBF EN LA GEOMETRÍA DOS	91

ANEXO V APLICACIÓN DEL DDBD EN LA GEOMETRÍA DOS	101
ANEXO VI MODELACIÓN DE LA GEOMETRÍA DOS EN ETABS	112

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Límites de deriva permisibles de los pisos	3
Tabla 2.1 Altura mínima de vigas no preesforzadas	15
Tabla 2.2 Prediseño de vigas	15
Tabla 2.3 Prediseño de columnas	16
Tabla 2.4 Requisitos geométricos para el diseño de segmentos verticales de muro	16
Tabla 2.5 Prediseño de muros de acople	17
Tabla 2.6 Prediseño de vigas de acople	18
Tabla 2.7 Periodo fundamental de vibración aproximado de la estructura	21
Tabla 2.8 Espectro de diseño $S_a(T)$	23
Tabla 2.9 Cortante Basal V	25
Tabla 2.10 Proporción del momento de volcamiento que absorbe la viga de acople β_{CB}	28
Tabla 2.11 Altura de contraflexura de los muros de acople	29
Tabla 2.12 Altura efectiva de los muros de acople	31
Tabla 2.13 Desplazamiento de fluencia de los muros de acople	32
Tabla 2.14 Deriva de fluencia de las vigas de acople	34
Tabla 2.15 Desplazamiento límite del muro correspondiente a la deformación del material	36
Tabla 2.16 Desplazamiento en el estado límite del muro en HCF para la deriva del código	36
Tabla 2.17 Desplazamiento límite del muro debido a la viga de acople correspondiente a la deformación del material	38
Tabla 2.18 Desplazamiento de diseño de los muros de acople	38
Tabla 2.19 Desplazamiento de fluencia de los muros y derivas de las vigas de acople	39
Tabla 2.20 Ductilidad de demanda promedio de los muros y vigas de acople	39
Tabla 2.21 Amortiguamiento equivalente viscoso del sistema	40
Tabla 2.22 Espectro de diseño S_d	42
Tabla 2.23 Factor de escalamiento y desplazamiento equivalente	43

Tabla 2.24 Corrección de capacidad de desplazamientos	51
Tabla 2.25 Amplificación de cortante y momento basal por efectos P- Δ	53
Tabla 2.26 Fuerza sísmica que absorbe cada viga de acople.....	54
Tabla 2.27 Comprobación de tensión por volcamiento del muro por viga de acople	55
Tabla 2.28 Fuerza sísmica que absorbe cada muro de acople	55
Tabla 2.29 Combinaciones para el diseño por última resistencia.....	56
Tabla 2.30 Inercia agrietada de los elementos estructurales	64
Tabla 2.31 Inercia agrietada de los elementos estructurales	64
Tabla 3.1 Dimensiones de los elementos estructurales usados en DBF y DDBD	65
Tabla 3.2 Cortante Basal de la Estructura con DBF	65
Tabla 3.3 Derivas inelásticas máximas en DBF	66
Tabla 3.4 Fuerzas sísmicas que absorben los muros y vigas de acople en la base de la estructura en DBF	67
Tabla 3.5 Cortante Basal de la Estructura con DDBD	70
Tabla 3.6 Derivas inelásticas máximas en DDBD	71
Tabla 3.7 Fuerzas sísmicas que absorben los muros y vigas de acople en la base de la estructura en DDBD	72

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Fundamentos del Diseño Directo Basado en Desplazamientos.....	5
Figura 1.2 Estados límite de diseño.	6
Figura 1.3 Espectro sísmico elástico de desplazamiento S_d en función del espectro elástico de aceleraciones S_a de la NEC15 – SE – DS.....	7
Figura 1.4 Correcciones del espectro de respuesta elástico de desplazamientos.	8
Figura 1.5 Linealización equivalente de la respuesta lateral de desplazamientos.	8
Figura 1.6 Diagrama Momento - Curvatura.....	9
Figura 1.7 Distribución de curvatura ϕ real simple.	10
Figura 1.8 Modelo de Priestley – Simple Curvatura.	10
Figura 2.1 Geometría en planta.....	12
Figura 2.2 Geometría en elevación.	13
Figura 2.3 Esquema en elevación y en planta de la geometría de vigas y muros de acople.....	18

Figura 2.4 Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.....	21
Figura 2.5 Altura de contraflexura en muros de acople.....	28
Figura 2.6 Altura de contraflexura para el diseño de muros de acople regulares.	29
Figura 2.7 Altura efectiva en muros de acople.	30
Figura 2.8 Altura efectiva para el diseño de muros de acople regulares.	30
Figura 2.9 Relación entre la deriva de fluencia de la viga y el muro de acople. ...	33
Figura 2.10 Tipos de reforzamientos en las vigas de acople.	34
Figura 2.11 Espectro sísmico elástico de desplazamiento que representa el sismo de diseño.....	41
Figura 2.12 Espectro sísmico elástico de desplazamiento S_d en función del espectro elástico de aceleraciones S_a	41
Figura 2.13 Revisión de la capacidad de desplazamiento espectral.	43
Figura 2.14 Corrección de la capacidad de desplazamiento para caso b).	46
Figura 2.15 Corrección de la capacidad de desplazamiento para caso c).	49
Figura 2.16 Efectos P- Δ en el momento de diseño y desplazamiento de respuesta.	52
Figura 2.17 Esquema de las reacciones que generan las vigas de acople sobre el muro.	54
Figura 2.18 Vista en elevación y corte transversal del refuerzo orientado en diagonal en una viga de acople.....	57
Figura 2.19 Diseño por capacidad simplificado.	62
Figura 3.1 Derivas inelásticas y perfil de desplazamiento en DBF de la geometría 1.	66
Figura 3.2 Derivas inelásticas y perfil de desplazamiento en DBF de la geometría 2.	66
Figura 3.3 Derivas inelásticas y perfil de desplazamiento en DBF de la geometría 3.	67
Figura 3.4 Esquema de diseño del muro de acople para DBF geometría 1, 2 y 3.	68
Figura 3.5 Esquema de diseño de la viga de acople para DBF geometría 1, 2 y 3.	70
Figura 3.6 Derivas inelásticas y perfil de desplazamiento en DDBD de la geometría 1.	71
Figura 3.7 Derivas inelásticas y perfil de desplazamiento en DDBD de la geometría 2.	71

Figura 3.8 Derivas inelásticas y perfil de desplazamiento en DDBD de la geometría 3.	72
Figura 3.9 Esquema de diseño del muro de acople para DDBD geometría 1, 2 y 3.	73
Figura 3.10 Esquema de diseño de la viga de acople para DDBD geometría 1, 2 y 3.	74
Figura 3.11 Comparación de cortante basal de la estructura entre DBF y DDBD.	75
Figura 3.12 Comparación de deriva máxima inelástica entre DBF y DDBD.....	75
Figura 3.13 Comparación de derivas inelásticas y perfil de desplazamiento entre DBF y DDBD de la geometría 1.	76
Figura 3.14 Comparación de derivas inelásticas y perfil de desplazamiento entre DBF y DDBD de la geometría 2.	76
Figura 3.15 Comparación de derivas inelásticas y perfil de desplazamiento entre DBF y DDBD de la geometría 3.	77
Figura 3.16 Comparación de cortante basal que absorbe un muro de acople entre DBF y DDBD.	77
Figura 3.17 Comparación de momento basal que absorbe un muro de acople entre DBF y DDBD.	78
Figura 3.18 Comparación de cortante basal que absorbe la viga de acople entre DBF y DDBD.	78
Figura 3.19 Comparación de cuantía en los muros de acople entre DBF y DDBD.	79
Figura 3.20 Acero colocado en la diagonal de la viga de acople en la base entre DBF y DDBD.	79

RESUMEN

El presente documento de titulación está enfocado en la aplicación y comparación de dos métodos de diseño sísmico que la Norma Ecuatoriana de la Construcción – Peligro Sísmico: Diseño Sismo Resistente ofrece: Diseño Basado en Fuerzas (DBF) y Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD), para el caso de estructuras de muros acoplados de hormigón armado entre 5 a 20 pisos.

El análisis se realizó en tres estructuras, una de seis, doce y dieciocho pisos, correspondientemente, considerando el tipo de suelo constante (roca) y una aceleración máxima del suelo (PGA) de 0.4g, para analizar únicamente la influencia de la configuración geométrica.

Cada estructura se diseñó con los dos métodos de diseño sísmico, partiendo de geometrías simétricas de dimensión estándar. Para el caso del DBF, la NEC15; y para el DDBD, las herramientas de diseño sísmico basado en desplazamientos directo desarrollado por Priestley et al (2007).

Los parámetros para comparar estas dos metodologías se fundamentarán en los resultados del cortante basal, cuantías de acero y derivas de piso, en cada una de las geometrías propuestas.

PALABRAS CLAVE: Muros de acople, Vigas de acople, Diseño sismo resistente de estructuras de hormigón armado, Diseño Basado en Fuerzas, Diseño Basado en Desplazamientos, Diseño por capacidad.

ABSTRACT

This document is focused on the application and comparison of two seismic design methods that the Ecuadorian Construction Regulations – Seismic Hazard: Earthquake Resistant Design offers: Force-Based Design (FBD) and Direct Displacement-Based Design (DDBD), for coupled walls concrete structures between 5 and 20 stories.

The analysis was carried out in three structures, one of six, twelve and eighteen stories, correspondingly, considering the constant soil type (rock) and a peak ground acceleration (PGA) of 0.4g, to analyze only the influence of the geometric configuration.

Each structure was designed using both seismic design methods, starting from standard symmetric geometries. In the case of the FBD, the NEC15; and for DDBD, the Direct Displacement Based Seismic Design (DDBD) tools developed by Priestley et al. (2007).

The parameters to compare these two methodologies will be based on the results of the basal shear, steel ratios, and max story drifts, in each of the proposed geometries.

KEYWORDS: Coupled walls, Coupled beams, Seismic Design for concrete structures, Force-Based Design, Direct Displacement-Based Design, Capacity Design.

1 DESCRIPCIÓN DEL COMPONENTE DESARROLLADO

Previo a la aplicación del método de Diseño Basado en Fuerzas (DBF) y Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD), se define la geometría de cada estructura a diseñar, así como las características de los materiales, cargas gravitacionales y las dimensiones de los elementos estructurales a utilizar.

Respecto a las propiedades de los materiales, el presente proyecto recurre a la aplicación de las características descritas en la NEC15 – SE – HM, y así hacer uso de los materiales típicos de hormigón armado en estructuras en el Ecuador. Del mismo modo para las cargas gravitacionales, el proyecto se apega a la normativa NEC15 – SE – CG referente a cargas de diseño de estructuras.

Las dimensiones de los elementos estructurales, uno de los parámetros importantes para la aplicación del DBF y DDBD, siguen los lineamientos que propone el ACI318 – 19, el cual detalla las secciones mínimas de vigas, columnas, vigas de acople y muros de acople, en función de la geometría de las estructuras propuestas.

Todos estos parámetros descritos se replican en cada método, DBF y DDBD, con el fin de obtener iguales condiciones de diseño y tener una valoración más real de los resultados.

El proceso para la aplicación del método DBF se fundamenta en los lineamientos que la NEC15 – SE – DS plantea en la sección 6.3.1, proceso el cual se resume en cinco pasos que consisten en calcular: El espectro de diseño S_a , el periodo fundamental de la estructura T_a , el cortante basal V , la repartición horizontal y vertical de V , y la verificación de los índices de deriva.

Por otra parte, la aplicación del DDBD sigue los lineamientos de Priestley et al (2007), proceso que se resume en cuatro pasos que consisten en determinar: Propiedades de la estructura equivalente, el desplazamiento de diseño, el espectro de diseño por desplazamientos y el cortante basal.

La aplicación de estos dos métodos, DBF y DDBD, dan como resultado derivas y el cortante basal de la estructura. Sin embargo, otro parámetro objetivo de comparación de este documento corresponde a la cantidad de acero y cuantía del muro de acople. Por lo tanto, se incluye el diseño de los muros de acople por el método por capacidad.

Finalmente, se analiza las similitudes y diferencias de los procesos en cada uno de estos dos métodos.

1.1 Objetivo general

Aplicar y comparar los métodos de Diseño Basado en Fuerzas (DBF) y Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD) en estructuras regulares de muros acoplados de hormigón armado entre 5 a 20 pisos.

1.2 Objetivos específicos

1. Establecer los conceptos básicos y la metodología para la aplicación del DBF y DDBD, para el caso específico de muros acoplados de hormigón armado, en función de la bibliografía disponible.
2. Definir los parámetros de diseño y la geometría de la estructura, considerando el tipo de suelo constante (roca) y la aceleración máxima del suelo (PGA) de 0.4g, para evaluar únicamente la influencia de la configuración geométrica.
3. Aplicación y comparación de resultados de cortante basal, cuantías de armado y derivas de piso, de cada uno de los métodos de diseño sísmico en cada estructura de análisis.
4. Elaboración de una memoria técnica de cálculo que describa el procedimiento de cada uno de los métodos de diseño sísmico, así como su respectiva referencia bibliográfica.

1.3 Alcance

El presente proyecto de titulación busca evaluar las diferencias en los resultados de cortante basal, cuantía de acero y derivas, que se obtienen al aplicar las metodologías DBF y DDBD en muros de acople de hormigón armado entre 5 a 20 pisos. Con esto, se pretende comparar una metodología de diseño sísmico tradicional DBF con una alternativa nueva como el DDBD, y fomentar su uso.

1.4 Marco teórico

La actual Norma de Diseño Sísmico del Ecuador NEC15 – SE – DS tiene como filosofía el diseño basado en desempeño, cuyo objetivo principal es evitar la pérdida de vidas e impedir el colapso de la estructura, es decir, esta filosofía de diseño valida el nivel de seguridad de vida en la estructura, que se traduce en un nivel de desempeño estructural. Para estructuras de ocupación normal, siguiendo la filosofía de diseño descrita, los requisitos mínimos deben permitir que la estructura pueda: resistir las fuerzas sísmicas, cumpla los índices de derivas de piso y disipe energía de deformación inelástica.

Para la cuantificación de las fuerzas sísmicas en la estructura, la NEC15 – SE – DS en la sección 4.5.2. propone dos metodologías: Diseño Basado en Fuerzas y Diseño Directo Basado en Desplazamientos. Respecto al cumplimiento de derivas, en la sección 4.2.2., propone los límites en función de las derivas de piso y el tipo de estructura, tal que la deriva máxima no exceda la deriva inelástica (Tabla 1.1.). Y por último, la disipación de energía de deformación inelástica, en la sección 4.5.2., que establece un análisis de mecanismos plásticos mediante un diseño por capacidad de la estructura.

Tabla 1.1 Límites de deriva permisibles de los pisos

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

Fuente: NEC15 – SE – DS (MIDUVI, 2014)

Método de Diseño Basado en Fuerzas (DBF)

La NEC15 – SE – DS establece en la sección 6.1.1. que el método de Diseño Basado en Fuerzas debe ser de uso obligatorio para la determinación de las fuerzas sísmicas en todo tipo de estructuras a nivel nacional, y debe sujetarse a la filosofía de diseño mencionada anteriormente.

Este método consiste en definir un espectro de respuesta elástica de aceleración, según las condiciones de diseño, y un periodo aproximado de la estructura, para así obtener la aceleración de respuesta elástica de diseño. Producto de irregularidades en planta y elevación, importancia, y otros parámetros que afectan la estructura (factor de reducción sísmica R), la aceleración de respuesta elástica debe ser modificada por factores de reducción, lo que resulta en una aceleración modificada de respuesta elástica de diseño. Esta aceleración modificada más un análisis de fuerzas, permite obtener finalmente la fuerza de diseño de la estructura.

La base teórica que permite la aplicación de este método consiste en asumir dos cosas: 1) la demanda de ductilidad y la sobre resistencia son iguales para todos los edificios que estén dentro de una misma tipología (Uso de factores de reducción sísmica R), y 2) la rigidez de la estructura es independiente de su resistencia. Esta última suposición implica que la rigidez y el periodo de la estructura pueden ser calculadas previo a un diseño final de las dimensiones geométricas y el acero de los elementos estructurales de hormigón armado.

El factor de reducción sísmica R engloba ciertos criterios, como por ejemplo: métodos constructivos, calidad de materiales, tipo de suelo, penalización de ductilidad, redundancia y amortiguamiento de la estructura, etc., por lo que considerar este valor constante según la tipología de la estructura resulta ambiguo. (MIDUVI, 2014)

La NEC15 – SE – DS permite usar este valor de R solamente si la estructura y sus conexiones se diseñan para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con una apropiada ductilidad. Es decir, aplicar DBF implica diseñar una estructura que tenga la suficiente capacidad de disipación e impida el colapso de la estructura ante eventos sísmicos severos.

A continuación, se presenta un resumen de los pasos para aplicar el método descrito, los cuales consisten en:

- a) Obtener el espectro de Diseño $S_a(T)$
- b) Calcular aproximadamente el periodo de vibración de la estructura T_a
- c) Determinar el cortante basal V
- d) Distribuir el cortante basal V vertical y horizontalmente
- e) Verificar derivas

En la sección de metodología de este documento se describe a detalle el proceso y los parámetros necesarios para aplicar el DBF. Adicionalmente, se presenta un diagrama de flujo del proceso de esta metodología en el ANEXO I.

Método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD)

El método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos es una alternativa que la NEC15 – SE – DS propone al diseñador, y este está condicionado a ser solamente un complemento al Diseño Basado en Fuerzas, el cual es de uso obligatorio en el país.

Este método soluciona los problemas que implican el uso del método de DBF, especialmente porque permite el cálculo de la reducción espectral, por amortiguamiento equivalente, en función de la ductilidad de la estructura. Además, la rigidez ya no es un parámetro inicial de diseño, sino que viene a ser un resultado de la aplicación de este método. (Priestley et al, 2007)

Antes de exponer la base teórica de este método, es fundamental tener claro que el DBD tiene varias metodologías, donde una de las principales es el Diseño Directo Basado en Desplazamientos propuesto por Priestley et al (2007), método que es de interés en el

presente estudio y que la actual Norma Ecuatoriana de la Construcción recomienda como base teórica. En el ANEXO II se presenta un resumen del proceso para aplicar el método.

Fundamentos teóricos y descripción del método

El método DDBD consiste en caracterizar el comportamiento estructural a través de una rigidez secante K_e (figura 1.1.b) para un desplazamiento de diseño considerado Δ_d y un nivel de amortiguamiento equivalente viscoso ξ (figura 1.1.c), representado por la combinación de un amortiguamiento elástico y la energía histerética absorbida durante la respuesta inelástica de la estructura.

En la figura 1.1. se ilustra el método de diseño ejemplificado para el caso de un edificio aporticado para un sistema de un grado de libertad (SDOF). La figura 1.1.b representa un modelo bilineal para representar la fuerza lateral – desplazamiento para SDOF, la figura 1.1.c., el nivel de demanda de ductilidad y amortiguamiento equivalente en función de la tipología estructural, y en la figura 1.1.d, el espectro de desplazamientos de diseño. (Priestley et al, 2007)

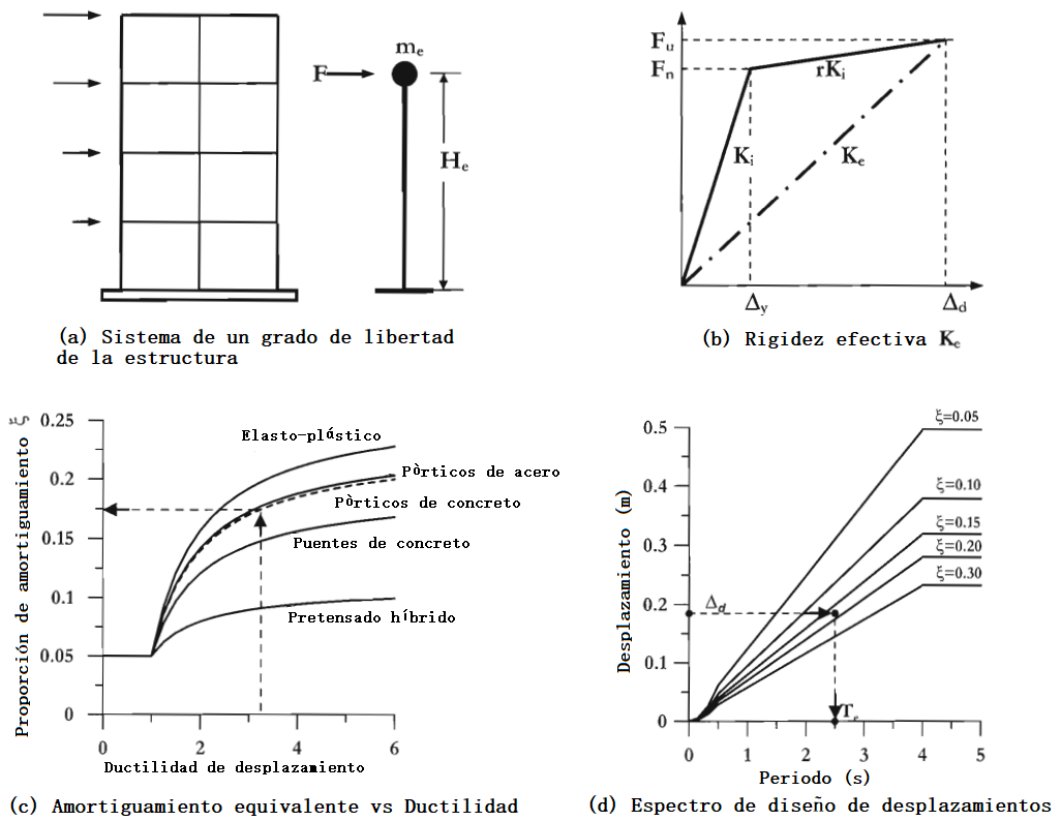


Figura 1.1 Fundamentos del Diseño Directo Basado en Desplazamientos.

Fuente: Priestley et al (2007)

Estados límites de diseño

Los estados límites de diseño permiten cuantificar y predecir el comportamiento estructural de una edificación. Actualmente, una estructura se diseña para cumplir estos criterios relacionados con el desempeño, para un nivel establecido de intensidad sísmica. Este proceso está implícito en la mayoría de los códigos de diseño sismo resistente, denominado nivel de desempeño de control de daños.

Los estados límites de diseño, para el caso de estructuras de hormigón armado, se dividen en: estados límite de la estructura y estados límites de la sección. Estos conceptos permiten tener una visión más clara respecto a la relación entre niveles de desempeño y niveles de respuesta estructural. (Priestley et al, 2007)

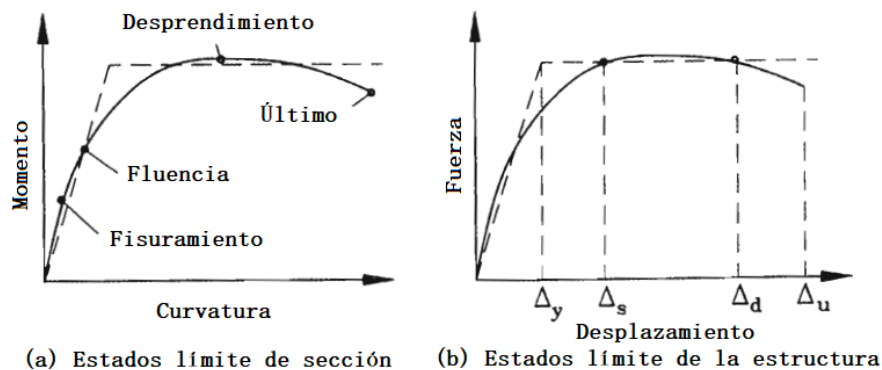


Figura 1.2 Estados límite de diseño.

Fuente: Priestley et al (2007)

Priestley et al (2007) clasifica los estados límite de la estructura en tres categorías: Estado límite de serviciabilidad, estado límite de control de daño, y estado límite de supervivencia. El estado límite de serviciabilidad está relacionado con un comportamiento sísmico “totalmente funcional”, es decir, después de que la estructura se vea afectada por el sismo de diseño, esta no necesitará de reparaciones significantes. Por otra parte, el estado límite de control de daño, base de diseño en la mayoría de los códigos sismo resistentes, está relacionado con un daño aceptable en la estructura por lo que no requiere de una inversión económica alta de reparación. Por último, el estado límite de supervivencia, que no permite que la estructura sea económica ni técnicamente reparable después del sismo de diseño, por lo que no sigue una filosofía de diseño sísmico.

En cuanto a los estados límite de la sección, Priestley et al (2007) define cinco: Estado límite de agrietamiento, estado límite de primera fluencia, estado límite de desprendimiento, estado límite de pandeo y estado límite último.

Normalmente al menos un estado límite se debe aplicar al diseño, que generalmente corresponde al estado límite de control de daño, o como máximo dos, excepto para casos excepcionales. En este último caso, la fuerza requerida se deberá determinar para cada estado límite, cuyo diseño final corresponderá al mayor requerimiento entre los estados límite usados.

Espectro de diseño de desplazamientos

El espectro de diseño de desplazamientos puede ser generado mediante el espectro de respuesta de aceleraciones de la estructura, considerando que la respuesta máxima está gobernada por las ecuaciones de respuesta de estado estacionario sinusoidal.

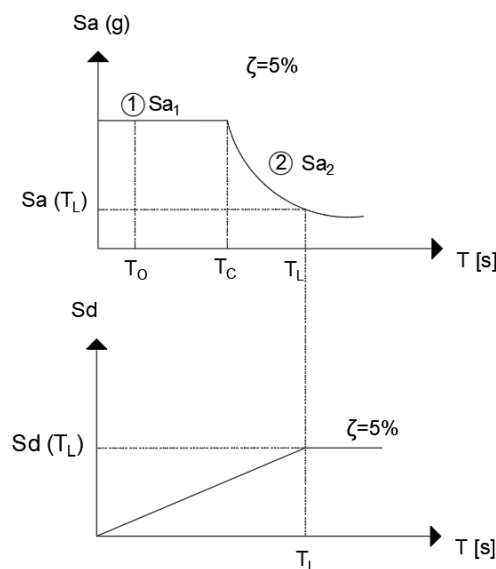


Figura 1.3 Espectro sísmico elástico de desplazamiento S_d en función del espectro elástico de aceleraciones S_a de la NEC15 – SE – DS.

Elaborado por: Jonathan Álvarez

Amortiguamiento viscoso equivalente

El DDBD, como ya se mencionó, consiste en caracterizar el comportamiento estructural mediante una rigidez secante. Esta rigidez secante de respuesta estructural tiene que considerar una respuesta dúctil real, y por tal motivo, el espectro de respuesta elástico de desplazamientos debe corregirse (figura 1.4.).

La corrección o escalamiento del espectro de respuesta elástico de desplazamientos puede realizarse por cualquiera de estos dos procesos: por un amortiguamiento viscoso equivalente o por un espectro de desplazamientos inelástico para diferentes niveles de ductilidad. (Priestley et al, 2007)

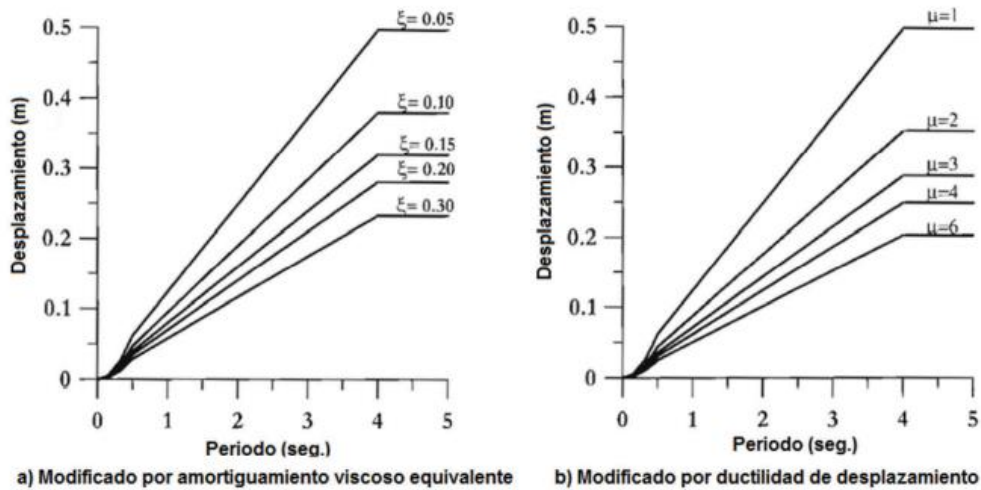


Figura 1.4 Correcciones del espectro de respuesta elástico de desplazamientos.

Fuente: Priestley et al (2007)

DDBD para estructuras en un grado de libertad (SDOF) y varios grados de libertad (MDOF)

El DDBD utiliza el método de linealización equivalente (figura 1.5.), el cual permite reemplazar la estructura inelástica en el desplazamiento de diseño por un sistema elástico equivalente de un grado de libertad, que a su vez, equivale a utilizar un amortiguamiento viscoso e histórico real en la estructura. Esto es posible por el hecho de que el primer modo de vibración es el que produce mayor sollicitación, y desarrolla el mecanismo de falla deseado. Cabe mencionar que la sollicitación producida por los otros modos de vibración es introducida implícitamente en los factores de amplificación dinámica, los cuales se detallan más adelante en el proceso de diseño de los elementos estructurales. (MIDUVI, 2014)

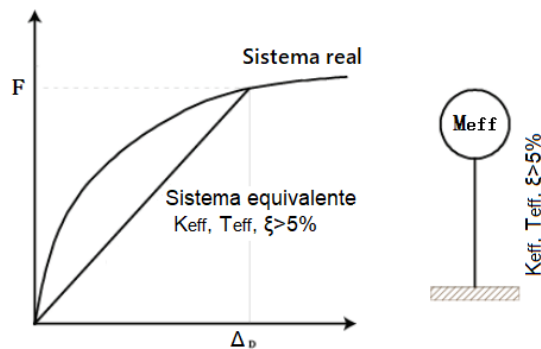


Figura 1.5 Linealización equivalente de la respuesta lateral de desplazamientos.

Fuente: NEC15 – SE – DS

Las características de la estructura de un sistema equivalente de un grado de libertad permiten calcular el cortante basal de diseño, y posterior, distribuirlo en la estructura real según la masa de los elementos por piso. Las principales características son: la masa efectiva, el desplazamiento de diseño supuesto, y el amortiguamiento efectivo. (Priestley et al, 2007)

Desplazamiento de diseño

El desplazamiento de diseño para un sistema equivalente de un grado de libertad depende del estado límite elegido o de la deriva generada por el elemento más crítico de la estructura real, y la forma de desplazamiento de diseño que se asume. Esta forma sigue las características del primer modo de vibración inelástico de la estructura en el nivel de diseño de la excitación sísmica. En este sentido, los cambios de la forma del primer modo de vibración elástico trascienden en un cambio local de rigidez producida por la acción inelástica de las rótulas plásticas al inicio del diseño. Todo esto permite representar el desplazamiento de diseño en función de la rigidez secante en la respuesta máxima.

El estado límite, independientemente de cuál se elija, estará gobernado por la deformación límite de los materiales. En el caso de la deriva, este se verá limitado por el código de diseño optado. (Priestley et al, 2007)

Diagrama Momento-Curvatura

Una de las herramientas más básicas para la aplicación de este método es el análisis momento-curvatura de las secciones de hormigón armado y mampostería. Esta herramienta permite definir las resistencias de las secciones, las curvaturas de estado límite y la rigidez elástica. Esta información permite generar directamente las características de fuerza desplazamiento en miembros y estructura.

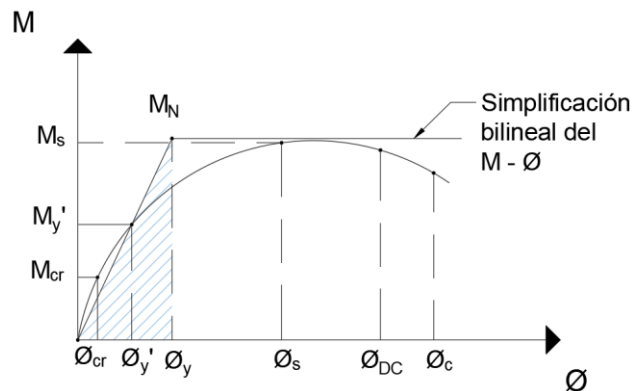


Figura 1.6 Diagrama Momento - Curvatura.

Elaborado por: Jonathan Álvarez.

El análisis de momento-curvatura utiliza las características tensión-deformación completa, incluida la parte de endurecimiento por deformación de los materiales. Esto particularmente para DDBD, ya que este método intenta hacer coincidir la resistencia en el desplazamiento de diseño esperado con la resistencia requerida. (Priestley et al, 2007)

Modelo de rótula plástica de Priestley usando el diagrama de Momento-Curvatura

Este modelo matemático aproximado permite simplificar los cálculos al trabajar en el rango no lineal de la distribución de la curvatura para determinar el desplazamiento en el punto de interés de una estructura.

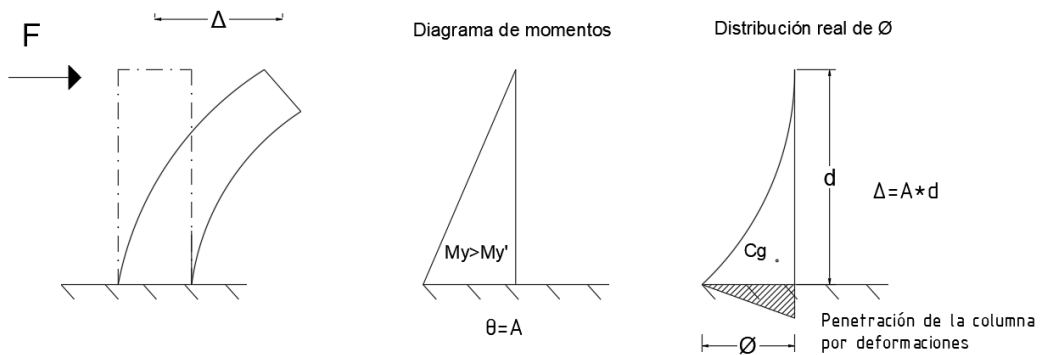


Figura 1.7 Distribución de curvatura ϕ real simple.

Elaborado por: Jonathan Álvarez.

El método puede ser aplicado para una estructura con simple curvatura o doble curvatura. El modelo de Priestley para simple curvatura se muestra a continuación.

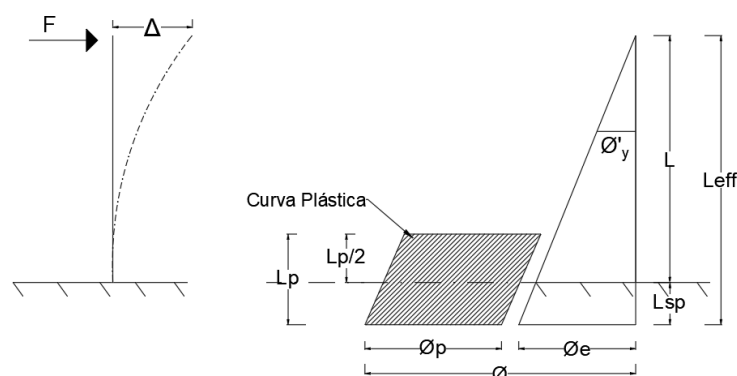


Figura 1.8 Modelo de Priestley – Simple Curvatura.

Elaborado por: Jonathan Álvarez.

Donde:

- L_p Longitud de rótula plástica
- L_{sp} Longitud de penetración por deformación
- ϕ_e Curvatura elástica
- ϕ_p Curvatura plástica

El modelo de Priestley toma en cuenta la penetración por deformación L_{sp} , ya que el elemento analizado al estar sometido a carga axial tiende a penetrar de alguna manera a la cimentación. Además, es necesario recalcar que la longitud de rótula plástica L_p , es un modelo matemático que permite simplificar el cálculo, es decir, esta longitud es netamente teórica y no se puede medir. (Priestley et al, 2007)

En el ANEXO III se presenta un ejemplo de aplicación para determinar el diagrama de momento-curvatura con el modelo de rótula plástica de Priestley para un elemento de hormigón armado con sección rectangular.

Diseño por capacidad

La NEC15 – SE – DS en la sección 7.1.1. condiciona a la aplicación del método DDBD, tal que este debe respetar la metodología tradicional de diseño sismo resistente basada en la filosofía de diseño explicada anteriormente. Esta condición se cumple al utilizar los principios de diseño por capacidad para el detallamiento de los elementos estructurales, con el objetivo de asegurar un mecanismo dúctil. (MIDUVI, 2014)

La resistencia requerida en los elementos estructurales donde se requiera un mecanismo plástico debe considerar un factor de amplificación dinámica y de sobre resistencia. Estos factores consideran el potencial incremento de las acciones sísmicas producto de los modos de vibración superiores y la máxima sobre capacidad factible a flexión de las rótulas plásticas, respectivamente. (Priestley et al, 2007)

2 METODOLOGÍA

2.1 Introducción

La intención de este trabajo de titulación es la aplicación y comparación de resultados entre el método DBF y DDBD, en estructuras regulares influenciadas únicamente por su geometría. Por tanto, se establece tres estructuras que poseen igual geometría en planta (ilustración 2.1), cada una sujeta a una relación altura y longitud de la estructura, para este caso denominada como M, de 1, 2 y 3, correspondientemente (Ilustración 2.2). Para las dimensiones escogidas, se tiene una longitud de seis metros para cada vano y tres metros para la altura entre piso, lo que resulta en una estructura de seis, doce y dieciocho pisos.

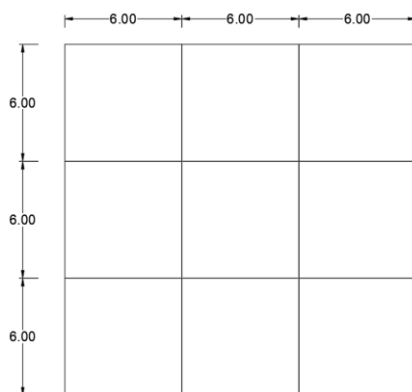


Figura 2.1 Geometría en planta.

Elaborado por: Jonathan Álvarez.

Adicionalmente, para lograr el objetivo antes mencionado, se asume que el tipo de suelo en el que interactúa la estructura es constante (roca) y la aceleración máxima del suelo es de $0.4g$. En este caso, se considera un suelo tipo B, acorde a las características que establece la sección 3.2.1. de la NEC15 – SE – DS.

Respecto a los materiales de los elementos estructurales, se usará un hormigón de $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ y un acero de refuerzo con esfuerzo de fluencia $fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$, en cada una de las estructuras a diseñar. Cabe mencionar que estas propiedades de los materiales se escogieron debido a que son de uso común en el país para el diseño de muros.

Finalmente, se debe aclarar que la tipología a diseñar son muros acoplados, por lo que se debe tener claro que los muros de acople van a ser los únicos que se diseñan sísmicamente, es decir, van a absorber todas las fuerzas sísmicas. En tal sentido, los pórticos únicamente van a estar sujetos a cargas verticales (cargas gravitacionales).

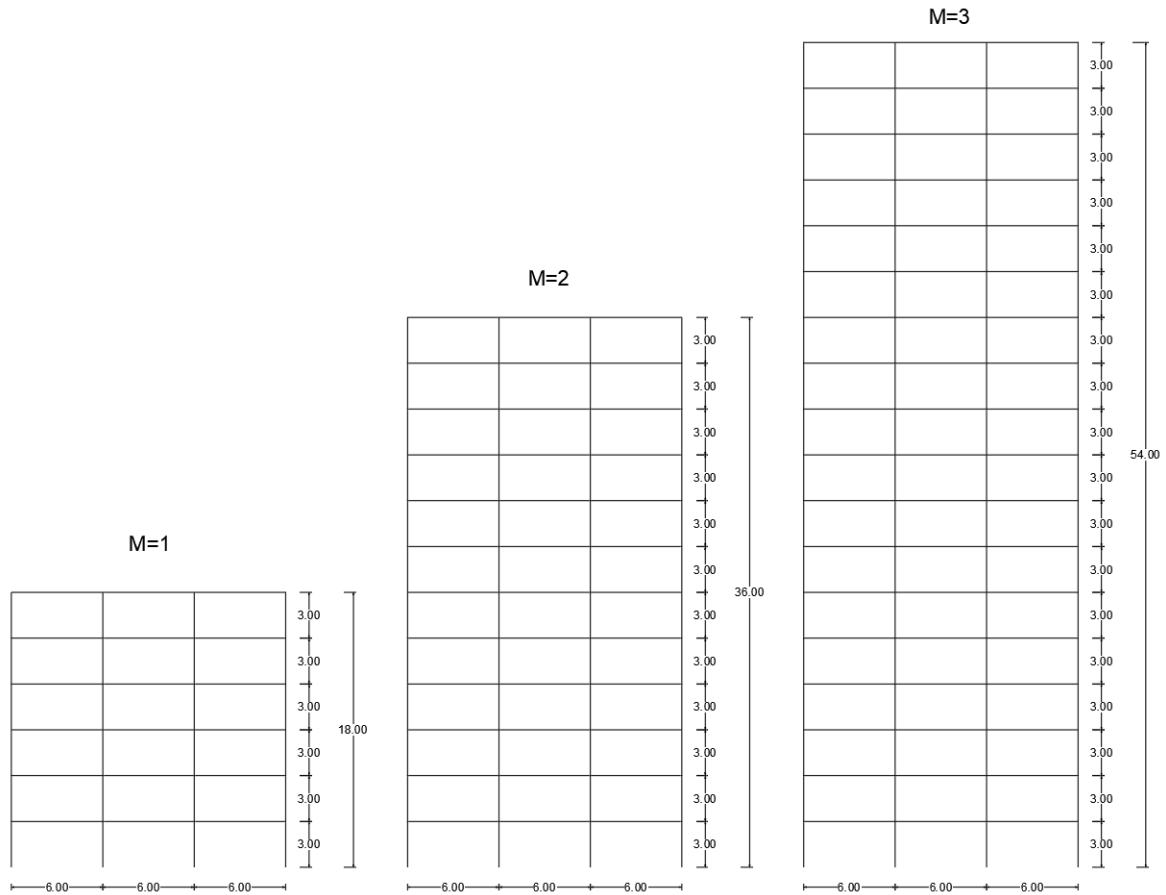


Figura 2.2 Geometría en elevación.

Elaborado por: Jonathan Álvarez.

2.2 Propiedades de los materiales

Hormigón

La resistencia a la compresión del hormigón a los 28 días a usar es de $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ con un peso específico de $\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$ y un módulo de elasticidad obtenida con la ecuación 2.1., la cual define la NEC15 – SE – HM en la sección 3.3.3. para estructuras sismorresistentes que consideran las propiedades reales del hormigón en el Ecuador.

$$E_c = 4.7\sqrt{f'c}$$

Ecuación 2.1. Módulo de elasticidad del hormigón NEC15 – SE – HM (MIDUVI, 2014)

Donde:

E_c Módulo de elasticidad para el hormigón (GPa).

$f'c$ Resistencia a la compresión del hormigón (GPa).

Acero de refuerzo

El acero de refuerzo a usar corresponde a uno de esfuerzo de fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y módulo de elasticidad $E_s = 210 \text{ MPA}$.

2.3 Cargas gravitacionales

Carga muerta

La NEC15 – SE – CG establece en la sección 1.2.2. que la carga muerta de la estructura está compuesta por la suma de su peso propio y las cargas adicionales denominadas permanentes. Las cargas permanentes representan tales elementos como instalaciones eléctricas, sanitarias, equipo mecánico, recubrimientos, y todo tipo de elemento que está integrado permanentemente en la estructura.

Por cuestiones didácticas, el valor de carga permanente se asume de 750 kg/cm^2 , y para el caso del peso propio, se calcula según las dimensiones y el material que componen los diferentes elementos de la estructura, esto, según la geometría propuesta. Cabe mencionar que sólo y exclusivamente para este caso, la carga permanente considera el peso de la losa, esto, debido a que la losa no se va a modelar en ETABS, pues el objetivo es usar elementos tipo membrana para distribuir las cargas gravitacionales a los pórticos y a los muros de acople.

Carga viva

La NEC15 – SE – CG en la sección 4.2.1. define la carga viva como aquella que es probable que ocurra en la vida útil de la estructura, misma que se define en función del uso u ocupación de esta. Para el caso de las estructuras a diseñar, se opta por usar una carga viva de 250 kg/cm^2 .

2.4 Dimensiones geométricas elementos estructurales

Previo a la aplicación del método DBF o DDBD, se requiere establecer la geometría de los elementos estructurales, que para la tipología de estudio: muros de acople, corresponde a vigas, columnas, muros y vigas de acople. Para definir estas, se debe partir de las recomendaciones de la normativa, como la NEC15 o el ACI – 318 – 19. A continuación, se presenta las recomendaciones para cada uno de los elementos estructurales mencionados.

Vigas

El ACI – 318 – 19 en la sección 9.3.1.1. establece la altura mínima que debe tener una viga no preesforzada que no está sujeta a deflexiones grandes.

Tabla 2.1 Altura mínima de vigas no preesforzadas

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

Fuente: ACI – 318 – 19 Tabla 9.3.1.1. (ACI, 2019)

Respecto al ancho de las vigas, el ACI – 318 – 19 en la sección 18.6.2.1.b define que el ancho mínimo para vigas debe ser el mayor valor entre 25 cm y el 30% de la altura de la viga.

Tabla 2.2 Prediseño de vigas

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Condición de apoyo	Dos extremos continuos	Dos extremos continuos	Dos extremos continuos
Longitud de vano, l	6.00 m	6.00 m	6.00 m
Altura mínima, h_v	0.30 m	0.30 m	0.30 m
Ancho mínimo, b_v	0.25 m	0.25 m	0.25 m
Sección prediseño	V 0.25x0.30m	V 0.25x0.30m	V 0.25x0.30m

Elaborado por: Jonathan Álvarez.

Columnas

La NEC15 – SE – HM en la sección 4.3. presenta los requisitos para los elementos en flexo-compresión, donde su dimensión más pequeña de sección transversal debe corresponder a un valor no menor a 30cm, con los siguientes límites de cuantía máxima para el refuerzo longitudinal.

$$0.01 \leq \frac{\rho_g}{A_g} \leq 0.03$$

Ecuación 2.2. Cuantía máxima de refuerzo longitudinal NEC15 – SE – HM (MIDUVI, 2014)

Para predimensionar las columnas, se parte de los efectos más desfavorables a la que la misma va a estar sometida, de tal forma que el elemento iguale o exceda los efectos de las cargas mayoradas. Para este caso, estos elementos van a resistir únicamente carga gravitacional, y por tanto, se utiliza el 52% de la carga nominal axial para obtener la sección geométrica necesaria por resistencia. (MIDUVI, 2014)

$$Pu \leq 0.52Po$$

Ecuación 2.3. Solicitación de diseño para columnas a carga gravitacional NEC15 – SE – HM (MIDUVI, 2014)

Donde $Po = 0.85 * f'c * Ag + As * fy$

Tabla 2.3 Prediseño de columnas

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Cuantía asumida, ρ	1%	1%	1%
1.2CM+1.6CV, Pu_{acum}	280.80 T	561.60 T	842.40 T
Sección geométrica	C45x45	C65x65	C85x85
$0.53Po$	300.51 T	627.00 T	1072 T
Condición $0.53Po > Pu$	Ok	Ok	Ok

Elaborado por: Jonathan Álvarez.

Muros de acople

Los requisitos dimensionales que deben seguir los muros de acople especiales que forman parte de un sistema sismorresistente, deben cumplir con la tabla R18.10.1. que presenta el ACI318 – 19 en la sección 18.10.

Tabla 2.4 Requisitos geométricos para el diseño de segmentos verticales de muro

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

^[1] h_w es la altura libre, ℓ_w es la longitud horizontal, y b_w es el espesor del alma del segmento de muro.

Fuente: ACI – 318 – 19 Tabla R18.10.1. (ACI, 2019)

Respecto al ancho del muro, al ser uno de tipo acoplado Caiza, P. & Viera, P. (2019) recomiendan utilizar un ancho mínimo de 35 cm.

Tabla 2.5 Prediseño de muros de acople

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Altura del muro, h_w	18.00 m	36.00 m	54.00 m
Longitud del muro, l_w	2.40 m	3.00 m	3.30 m
Ancho del muro, b_w	0.40 m	0.35 m	0.55 m
l_w/b_w	6.00	8.57	6.00
h_w/l_w	7.50	12.00	16.36
Condición Tabla R18.10.1.	Muro	Muro	Muro

Elaborado por: Jonathan Álvarez.

Vigas de acople

Las vigas de acople deben satisfacer los siguientes parámetros según el ACI318 – 19 sección 18.10.9.

- a) Las vigas de acople deben cumplir con la relación $l_{CB}/h_{CB} \geq 2$ en todos los pisos del edificio.
- b) Todas las vigas de acople deben satisfacer la relación $l_{CB}/h_{CB} \leq 5$ en al menos el 90% de los pisos del edificio.
- c) Los requisitos de detalle de las vigas de acople deben cumplir la sección 18.10.2.5.

El armado en las vigas de acople se puede realizar de dos maneras: un armado convencional o un armado con dos grupos de barras dispuestas diagonalmente que se intersecan. El ACI318 – 19 indica que, para un armado convencional, se debe aplicar la sección 18.10.7.1. la cual indica que las vigas de acople deben cumplir con $l_{CB}/h \geq 4$. Por otra parte, para un armado con diagonales, se debe cumplir con la sección 18.10.7.2. donde el requisito es que $l_{CB}/h_{CB} < 2$ y que $V_n \geq 1.1\lambda\sqrt{f'_c}A_{cw}$.

Para el presente proyecto, el armado de las vigas de acople para todas las geometrías propuestas será con dos grupos de barras dispuestas diagonalmente que se intersecan. Los límites dimensionales para usar este tipo de armado se presentan en la sección 18.10.7.4. del ACI318 – 19, la cual establece que los paquetes de grupo de barras deben disponerse de tal forma que la dimensión exterior en la dirección paralela al ancho de la viga de acople sea por lo menos $b_{CB}/2$ y la dimensión a lo largo de los otros lados, $b_{CB}/5$.

Tabla 2.6 Prediseño de vigas de acople

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Longitud de la viga, l_{CB}	1.20 m	1.00 m	1.00 m
Altura de la viga, h_{CB}	1.00 m	1.00 m	1.00 m
l_{CB}/h_{CB}	1.20	1.00	1.00
Condición 18.10.9.	Viga de acople	Viga de acople	Viga de acople
Condición 18.10.2.	Refuerzo con diagonales	Refuerzo con diagonales	Refuerzo con diagonales

Elaborado por: Jonathan Álvarez.

A continuación, se presenta el esquema y la simbología que definen los elementos del muro de acople.

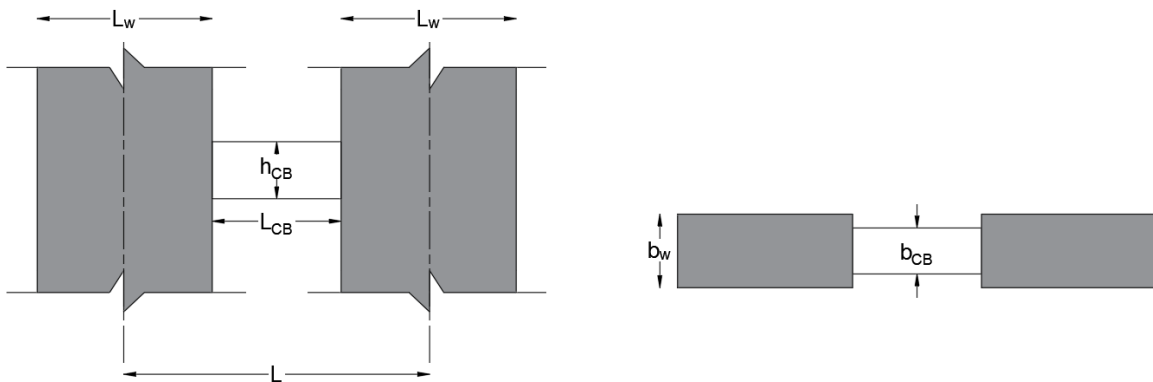


Figura 2.3 Esquema en elevación y en planta de la geometría de vigas y muros de acople.

Elaborado por: Jonathan Álvarez.

Donde:

- L_w Longitud del muro de acople.
- l_{CB} Longitud de la viga de acople.
- L Longitud entre ejes de los muros de acople.
- h_{CB} Altura de la viga de acople.
- b_w Ancho del muro de acople.
- b_{CB} Ancho de la viga de acople.

2.5 Diseño Basado en Fuerzas (DBF)

La NEC15 – SE – DS en la sección 6.3.1. describe el procedimiento para aplicar el DBF, el cual se resume en cinco pasos: Determinación del espectro de diseño S_a , el periodo fundamental de vibración aproximado T_a , el cortante basal V , la repartición horizontal y vertical del cortante, y la verificación de los índices de deriva. El proceso sirve para cualquier tipología estructural, y consiste en proponer una geometría de los elementos estructurales, y a partir de ella, seguir los pasos mencionados hasta que cumpla los índices de deriva.

A continuación, se describe a detalle cada paso del método del Diseño Basado en Fuerzas y los resultados obtenidos para las geometrías propuestas en la sección 2.4. de este documento.

Período fundamental de vibración aproximado de la estructura (T_a)

La NEC15 – SE – DS presenta dos métodos aproximados para determinar el periodo de la estructura T_a en cada dirección principal: Método 1 y Método 2. Previo a explicar estos métodos, es fundamental entender que, únicamente permiten obtener una estimación inicial, para de este modo obtener las fuerzas sísmicas que interactúan en la estructura, y finalmente, tener un dimensionamiento real de los elementos estructurales.

Método 1. Este método consiste en aplicar la siguiente expresión matemática, la cual está en función del tipo y altura de la estructura.

$$T_a = C_t h_n^\alpha$$

Ecuación 2.4. Ecuación de período aproximado de la estructura – Método 1 NEC15 – SE – DS (MIDUVI, 2014)

Donde:

- C_t Coeficiente dependiente del tipo de edificio.
- α Coeficiente dependiente del tipo de edificio.
- h_n Altura máxima del edificio de n pisos, en metros.

Los factores C_t y α se definen en la tabla que se encuentra en la sección 6.3.3. a. de la NEC15 – SE – DS. Para las tipologías que no se presentan en dicha tabla, como es el caso de mampostería o muros estructurales de concreto, se debe usar $\alpha = 1$ y aplicar alternativamente la siguiente expresión para C_t .

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

Ecuación 2.5. Ecuación para determinar el coeficiente C_t para aplicar Método 1 NEC15 – SE – DS (MIDUVI, 2014)

Donde:

- A_B Área de la base de la edificación, en metros cuadrados.
- n_w Número de muros en la edificación en la dirección a estudiar.
- h_{wi} Altura del muro i medida desde la base, en metros.
- A_{wi} Área de cortante de la sección del muro i , medida en un plano horizontal, en la base de la estructura y dirección a estudiar, en metros cuadrados.
- l_{wi} Longitud horizontal del muro i en la base y dirección a estudiar, en metros.

Método 2. El período fundamental que se obtiene por este método está en función de las características de deformación y las propiedades estructurales de los elementos que conforman la estructura. Para satisfacer este requisito, se puede realizar un análisis modal o aplicar la siguiente ecuación.

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i}}$$

Ecuación 2.6. Ecuación de período aproximado de la estructura – Método 2 NEC15 – SE – DS (MIDUVI, 2014)

Donde:

- f_i Distribución aproximada de fuerzas laterales en el piso i
- δ_i Deflexión elástica de piso i
- w_i Peso de piso i , obtenida como fracción de la carga reactiva W .

El valor obtenido por este método no debe exceder un 30% del valor obtenido por el Método 1.

Tabla 2.7 Periodo fundamental de vibración aproximado de la estructura

		Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Método 1	Altura total del edificio, h_n	18.00 m	36.00 m	54.00 m
	Coficiente, C_w	0.025	0.011	0.010
	Coficiente, C_t	0.039	0.060	0.062
	Coficiente, α	1.00	1.00	1.00
	Periodo aproximado, T_a	0.71 s	2.15 s	3.34 s
Método 2	Periodo aproximado, T_a	0.45 s	1.24 s	1.97 s
$T_{\text{método2}} \leq 1.3 T_{\text{método1}}$		Ok	Ok	Ok

Elaborado por: Jonathan Álvarez.

Como se describió antes, el método dos puede ser obtenido por un análisis modal o aplicando la ecuación 2.6. En la tabla 2.7. se presenta los resultados del método dos usando un análisis modal calculado mediante el programa ETABS.

Espectro de diseño $S_a(T)$

El espectro de diseño S_a corresponde a uno de respuesta de aceleraciones elástico S_a , el cual se plantea como una fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel de sismo de diseño.

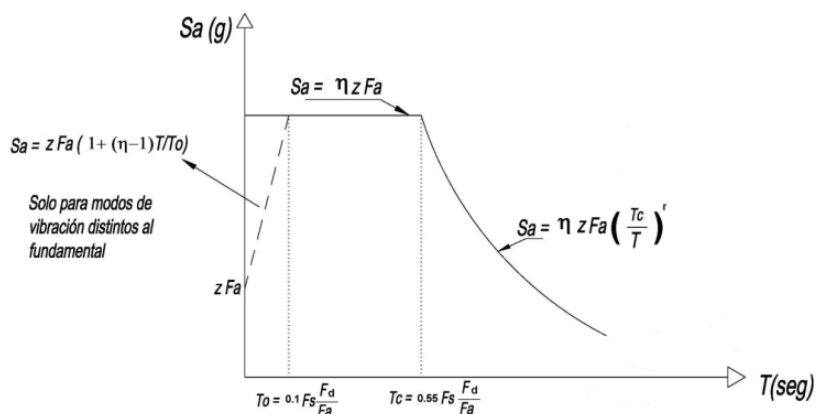


Figura 2.4 Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Fuente: NEC15 – SE – DS.

Donde:

η Razón entre la aceleración espectral S_a ($T=0.1$ s) y el PGA para el período de retorno de diseño.

η depende de la región del Ecuador en donde se esté diseñando. Considerando un peligro uniforme en roca del 10% de probabilidad de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), se tiene los siguientes valores:

$\eta = 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)

$\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos

$\eta = 2.60$: Provincias del Oriente

F_a Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto.

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

F_s Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

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

T Período de vibración fundamental de la estructura.

T_o Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

T_c Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Z Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g .

Este espectro es válido para un amortiguamiento crítico del 5%, que representa dos rangos de periodos de vibración estructural T expresados de la siguiente manera.

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

$$T_o = 0.1 F_s \frac{F_d}{F_a} \ ; \ T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Ecuación 2.7. Ecuaciones para definir el espectro de aceleración NEC15 – SE – DS

Donde:

r Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.

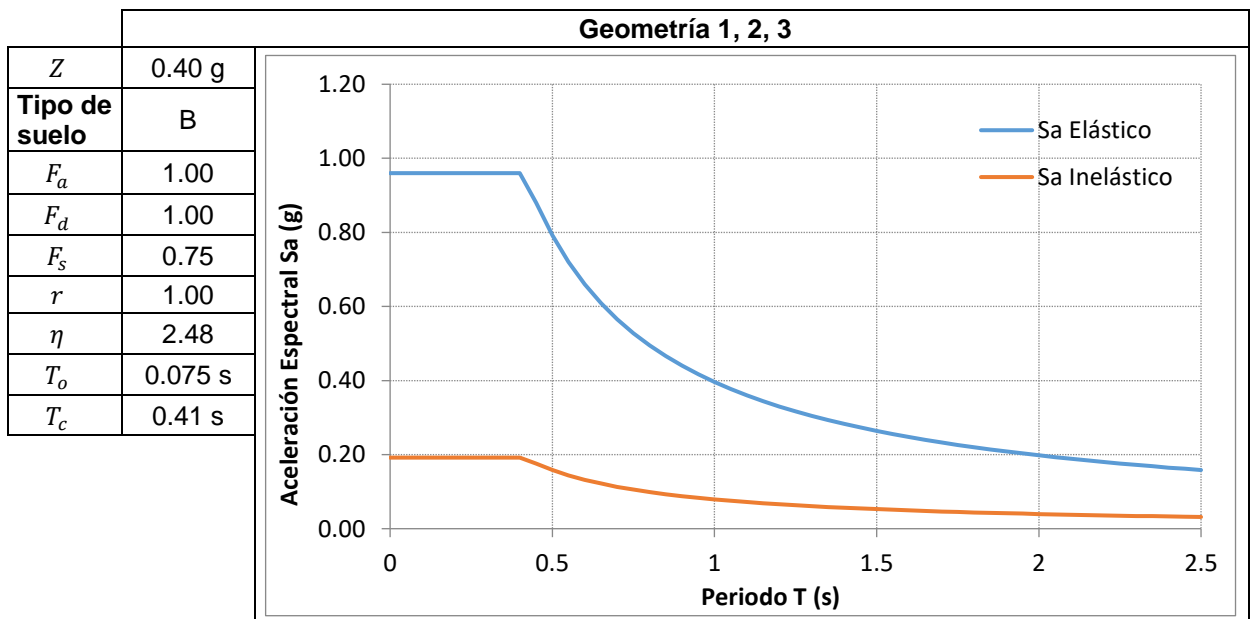
$r=1$ para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E

$r=1.5$ para tipo de suelo E.

Para definir los parámetros del espectro, se parte del tipo de suelo y el factor de zona Z, el cual depende del tipo de suelo y la zona sísmica en donde se asentará la estructura, correspondientemente. Con estos dos valores definidos inicialmente (tipo de suelo B y $Z=0.4g$) se procede a definir los coeficientes F_a , F_d y F_s , descritos en la sección 3.2.2. a., b. y c., de la NEC15 – SE – DS. Para el factor r , la NEC15 define que para un suelo tipo B, $r=1$. Por otra parte, para definir η , se asumirá que las estructuras se encuentran en alguna provincia de la región Sierra, y por tanto, $\eta = 2.48$.

Es importante indicar que para estructuras de ocupación normal, que es el caso de las estructuras a diseñar, el espectro se define en función del factor Z. En cambio, para estructuras de ocupación especial, el factor Z se debe sustituir con los resultados de aceleración espectral que se obtienen mediante curvas de peligro sísmico para los diferentes modos de vibración de la estructura, de tal forma que la aceleración espectral de diseño no sea menor que la obtenida usando el factor Z. (MIDUVI, 2014)

Tabla 2.8 Espectro de diseño $S_a(T)$



Elaborado por: Jonathan Álvarez.

Cortante Basal V

La NEC15 – SE – DS en la sección 6.3.2. define que el cortante basal total de diseño V en una dirección específica se debe obtener mediante la siguiente expresión.

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_p\phi_E} W$$

Ecuación 2.8. Ecuación para determinar el cortante basal de diseño V NEC15 – SE – DS (MIDUVI, 2014)

Donde:

- I Coeficiente de importancia de la estructura.
- ϕ_p, ϕ_E Coeficientes de configuración en planta y elevación.
- W Carga sísmica reactiva.
- R Factor de reducción sísmica.
- $S_a(T_a)$ Espectro de diseño en aceleración.

El coeficiente de importancia de la estructura I tiene como objetivo aumentar la demanda sísmica de diseño, y depende netamente de las características de uso e importancia que la misma debe tener durante y después del sismo de diseño. La NEC15 – SE – DS establece tres factores de importancia en la sección 4.1. tabla 6, para edificaciones esenciales, edificaciones de ocupacional y otras estructuras, respectivamente. Para este proyecto, se usa $I = 1$.

Los coeficientes de configuración en planta y elevación ϕ_p, ϕ_E dependen netamente de la configuración estructural, y también tienen como objetivo amplificar la demanda sísmica de diseño, puesto que irregularidades en estos dos parámetros pueden producir cambios abruptos de rigidez y resistencia en la estructura. Para definirlos, se debe usar la tabla 11, 12, 13 y 14 que presenta la NEC15 – SE – DS en la sección 5.2. De la figura 2.1 y 2.2 de este documento, se concluye que $\phi_p, \phi_E = 1$.

Respecto a la carga sísmica reactiva W , la NEC15 proporciona dos casos a considerar: uno general y casos especiales. El caso general define que la carga sísmica reactiva se debe tomar como el total de la carga muerta de la estructura. En cambio, si tiene un caso especial (estructura para uso de bodegas o almacenaje) el peso reactivo se debe tomar como el total de la carga muerta de la estructura y el 25% de la carga viva del piso i .

Y, por último, el factor de reducción sísmica R , el cual es el factor más importante de los parámetros ya descritos, puesto que dentro de este se incluyen variables como la tipología estructural, tipo de suelo, periodo de vibración y factores de ductilidad, resistencia, redundancia y amortiguamiento de la estructura. Para definir este factor se debe tener un alto grado de precaución, ya que en el caso del Método Basado en Fuerzas, este valor se toma como un parámetro constante que depende únicamente de la tipología estructural.

La NEC15 – SE – DS presenta dos tablas, 15 y 16, para definir el valor de R en función de la tipología estructural, y si la misma es un sistema estructural dúctil o un sistema estructural de ductilidad limitada, respectivamente. Para el caso de este proyecto, que corresponde al diseño de muros de acople, se utiliza la tabla 15, considerando un sistema de muros estructurales dúctiles de hormigón armado, es decir, $R = 5$.

Tabla 2.9 Cortante Basal V

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
T	0.45 s	1.24 s	1.97 s
$S_a(T)$	0.88 g	0.32 g	0.20 g
I	1.00	1.00	1.00
\emptyset_P	1.00	1.00	1.00
\emptyset_E	1.00	1.00	1.00
R	5.00	5.00	5.00
V	17.62% W	6.40% W	4.03% W

Elaborado por: Jonathan Álvarez.

Distribución vertical y horizontal de V

La distribución de las fuerzas verticales se realiza de forma lineal (triangular) en toda la altura de la estructura, utilizando las siguientes ecuaciones que la NEC15 – SE – DS presenta en la sección 6.3.5.

$$V = \sum_{i=1}^n F_i ; V_x = \sum_{i=x}^n F_i ; F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V$$

Ecuación 2.9. Ecuaciones para distribuir verticalmente las fuerzas sísmicas laterales
NEC15 – SE – DS (MIDUVI, 2014)

Donde:

V_x	Cortante total en el piso x de la estructura.
F_i	Fuerza lateral en el piso i de la estructura.
F_x	Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura.
n	Número de piso de la estructura
w_x	Peso del nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W .
w_i	Peso del nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W .
h_x	Altura del piso x de la estructura
h_i	Altura del piso i de la estructura
k	Coeficiente en función del periodo de vibración de la estructura T . Determinación de k :

$$T(s) \leq 0.5 \quad \rightarrow \quad k=1$$

$$0.5 < T(s) \leq 2.5 \quad \rightarrow \quad k=0.75+0.50T$$

$$T(s) > 2.5 \quad \rightarrow \quad k=2$$

Respecto a la distribución horizontal del cortante, se debe tener en cuenta que dicha distribución debe considerar la proporción de las rigideces de los elementos del sistema resistente a carga lateral. Además, se debe evaluar efectos de torsión accidental tomando un 5% de desplazamiento del centro de masa del piso a la aplicación de la fuerza lateral correspondiente.

Comprobación de índice de deriva

Previo a la revisión de derivas, se debe realizar un control de deformaciones inelásticas, de tal forma que el diseñador mantenga la filosofía de diseño. Esta verificación, al igual que la comprobación de derivas, se debe aplicar utilizando secciones agrietadas de los elementos estructurales.

La deriva inelástica de piso se obtiene de la respuesta máxima inelástica causada por el sismo de diseño, como consecuencia de aplicar las fuerzas laterales de diseño por el Método Basado en Fuerzas (DBF) para cada dirección principal de estudio. La NEC15 – SE – DS en la sección 6.3.9. permite calcular la deriva elástica con la siguiente expresión.

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

$$\Delta_M < \Delta_M \text{ máxima}$$

Ecuación 2.10. Ecuación para determinar la deriva inelástica de cada piso NEC15 – SE – DS (MIDUVI, 2014)

Donde:

- Δ_M Deriva inelástica máxima de piso.
- R Factor de reducción sísmica.
- Δ_E Deriva elástica de piso obtenida de la aplicación de fuerzas laterales de diseño.

La deriva máxima permisible corresponde al 2%, acorde a lo que establece la tabla 7 de la NEC15 en la sección 4.2.2. para estructuras de hormigón armado.

2.6 Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD)

En los siguientes pasos se describe la metodología para aplicar el Diseño Directo Basado en Desplazamientos enfocado a la tipología de muros de acople acorde a las herramientas que proporciona la NEC15 – SE – DS en la sección 7 y las herramientas del diseño sísmico basado en desplazamientos directo (DDBD) desarrollado por Priestley et al (2007). Cabe mencionar que los pasos a aplicar son netamente para la tipología descrita, sin embargo, no significa que los conceptos base del método cambien. La diferencia de la aplicación del método para esta tipología con las demás es la presencia de las vigas de acople, y por ende, ciertos parámetros relacionados que influyen en el comportamiento de la estructura.

A continuación, se describe a detalle cada paso de la metodología descrita y los resultados obtenidos para las geometrías propuestas en la sección 2.4. de este documento.

Proporción del momento de volcamiento que absorbe la viga de acople

Este parámetro es la fracción de momento que la viga de acople absorbe del momento total de la base del muro. Ya que estos valores de momento no son conocidos inicialmente, sino que son parte de los resultados que arroja el método, el valor de β_{CB} debe ser asumido de tal forma que no induzca una fuerza de volcamiento en los muros. Priestley et al (2007), proponen que este valor puede ser adoptado normalmente en un rango de 0.25 a 0.75.

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

Ecuación 2.11. Proporción del momento de volcamiento que absorbe la viga de acople (Priestley et al, 2007).

Donde:

- M_{CB} Momento en la viga de acople.

M_{OTM} Momento de volcamiento de la estructura.

Tabla 2.10 Proporción del momento de volcamiento que absorbe la viga de acople β_{CB}

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
β_{CB}	0.30	0.60	0.60

Elaborado por: Jonathan Álvarez.

Altura de contraflexura del muro de acople

La altura de contraflexura del muro H_{CF} es aquella que produce en el perfil de momentos del muro un valor de momento igual a cero. Esta altura es requerida para el proceso de diseño ya que en dicho punto se tiene la máxima deriva de la estructura.

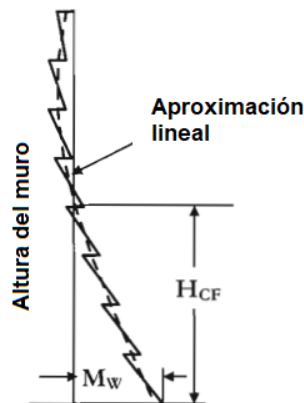


Figura 2.5 Altura de contraflexura en muros de acople.

Fuente: (Priestley et al, 2007).

Priestley et al (2007) encontraron que esta altura es independiente del número de pisos de la estructura, pero dependiente de la proporción del momento de volcamiento que absorbe la viga de acople β_{CB} y la altura total del muro H_n . La altura total del muro para estructuras regulares es igual a la altura total del edificio, por lo que $H_n = h_w$.

Priestley et al (2007) sugieren usar el siguiente ábaco para obtener la altura de contraflexura H_{CF} en estructuras desde cuatro pisos en adelante $n \geq 4$.

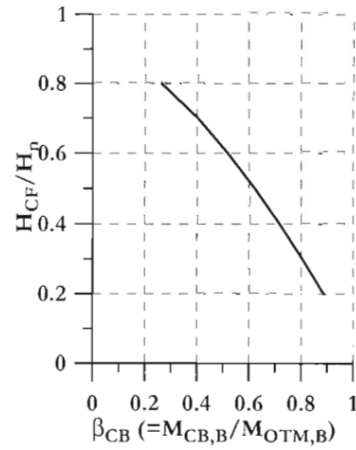
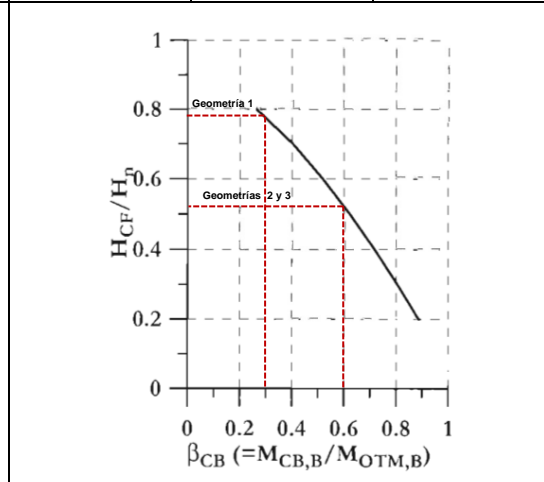


Figura 2.6 Altura de contraflexura para el diseño de muros de acople regulares.

Fuente: (Priestley et al, 2007).

Tabla 2.11 Altura de contraflexura de los muros de acople

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
β_{CB}	0.30	0.60	0.60
H_{CF}/H_n	0.78	0.52	0.52
Altura total del muro, H_n	18.00 m	36.00 m	54.00 m
Altura de contraflexura, H_{CF}	14.04 m	18.72 m	28.08 m



Elaborado por: Jonathan Álvarez.

Altura efectiva para varios grados de libertad de la estructura

El análisis del perfil de desplazamientos del muro de acople es generalmente lineal a lo largo de la altura de la estructura.

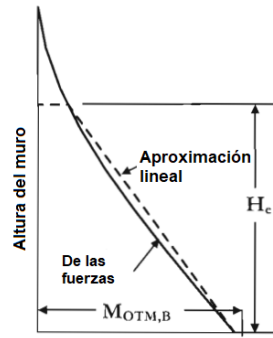


Figura 2.7 Altura efectiva en muros de acople.

Fuente: (Priestley et al, 2007).

Si se asume que la masa de cada piso es igual en toda la estructura, la altura efectiva se puede expresar de la siguiente manera.

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

Ecuación 2.12. Relación entre la altura efectiva y la altura total del muro de acople (Priestley et al, 2007).

Donde:

n Número de pisos de la estructura.

Priestley et al (2007) recomiendan usar $H_e = 0.70H_n$ como una aproximación razonable para estructuras entre 8 y 20 pisos. Sin embargo, si se requiere precisión en el cálculo, se puede utilizar la ecuación 2.12. o el ábaco que se presenta a continuación.

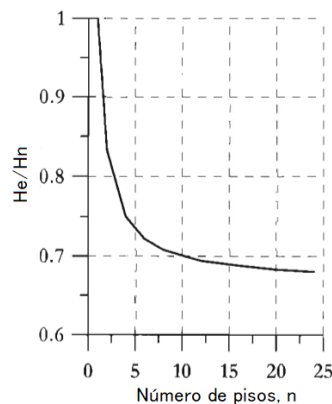


Figura 2.8 Altura efectiva para el diseño de muros de acople regulares.

Fuente: (Priestley et al, 2007).

Tabla 2.12 Altura efectiva de los muros de acople

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Número de pisos, n	6	12	18
Altura total del muro, H_n	18.00 m	36.00 m	54.00 m
H_e/H_n	0.72	0.70	0.69
Altura efectiva, H_e	12.96 m	25.20 m	36.99 m

Elaborado por: Jonathan Álvarez.

Desplazamiento de fluencia del muro de acople en la altura de contraflexura

El desplazamiento de fluencia Δ_y se analiza en la altura efectiva del muro de acople y, mediante un análisis simple de área-momento, se puede calcular con la siguiente expresión matemática.

$$\Delta_y = C_4 \phi_{yw} H_n^2$$

$$C_4 = \left(\frac{0.175}{1 - \beta_{CB}} - \left(\frac{\beta_{CB}}{1 - \beta_{CB}} \right) * \left(\frac{0.1225 + 0.188n}{n} \right) \right)$$

Ecuación 2.13. Desplazamiento de fluencia del muro de acople en la altura efectiva (Priestley et al, 2007)

Donde:

- C_4 Coeficiente que depende de β_{CB} y n .
- ϕ_{yw} Curvatura de fluencia del muro de acople.

Nótese que la ecuación 2.13. no está expresada en función de la altura efectiva del muro de acople, sino de la altura total. Esto se debe a que la expresión se desarrolla asumiendo que $H_e = 0.70H_n$, lo cual es razonable para estructuras entre 8 a 20 pisos.

Respecto a la curvatura de fluencia del muro de acople, Priestley et al (2007) en la sección 4.57 establecen que, si se utiliza muros regulares de concreto, la curvatura se puede obtener mediante la siguiente expresión.

$$\phi_{yw} = 2.00 \varepsilon_y / l_w$$

Ecuación 2.14. Curvatura de fluencia para muros regulares de concreto (Priestley et al, 2007).

Donde:

ε_y Deformación unitaria del acero.

l_w Longitud del muro de acople.

En el caso de usar muros de hormigón con bridas, muros de hormigón con sección C o muros de mampostería rectangulares, el valor de 2.00 de la ecuación 2.14. cambia a 1.50, 1.75 y 2.10, respectivamente.

Tabla 2.13 Desplazamiento de fluencia de los muros de acople

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Deformación unitaria del acero, ε_y	0.0022	0.0022	0.0022
Longitud del muro, l_w	2.40 m	3.00 m	3.30 m
Curvatura de fluencia, ϕ_{yw}	0.00183 /m	0.00147 /m	0.00133 /m
Coficiente, C_4	0.16	0.14	0.145
Desplazamiento de fluencia, Δ_y	0.095 m	0.266 m	0.564 m

Elaborado por: Jonathan Álvarez.

Deriva de fluencia de la viga de acople en la altura de contraflexura

La deriva de fluencia de la viga de acople θ_{CB} aparece como un producto de la deriva de fluencia del muro θ_w producida por la fuerza sísmica axial, una a compresión y otra a tensión, en cada muro de acople, correspondientemente. Estas fuerzas están aplicadas en el eje central de los muros, por lo que geoméricamente se puede obtener expresiones para calcular la deriva de fluencia del muro o la viga de acople, una en función de otra, según sea necesario. De la figura 2.9. se puede obtener la siguiente expresión. (Priestley et al, 2007)

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

Ecuación 2.15. Deriva de fluencia de la viga en función de la deriva de fluencia del muro de acople. (Priestley et al, 2007).

Donde:

L_{CB} Longitud de la viga de acople.

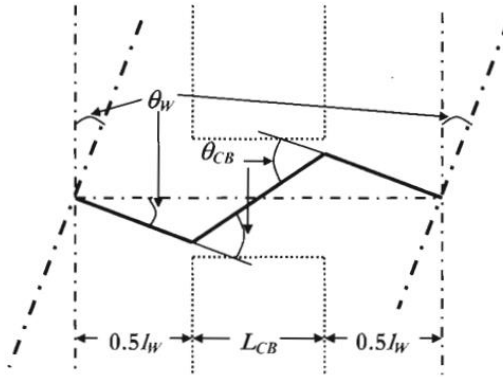


Figura 2.9 Relación entre la deriva de fluencia de la viga y el muro de acople.

Fuente: (Priestley et al, 2007).

Como se mencionó anteriormente, la deriva máxima del muro ocurre en la altura de contraflexura H_{CF} , por tanto, si reemplazamos la curvatura de fluencia del muro de acople ϕ_{yw} en la ecuación 2.15. obtenemos la siguiente expresión.

$$\theta_{CB,Wy} = 0.5\phi_{yw}H_{CF}(1 + l_w/L_{CB})$$

Ecuación 2.16. Deriva de fluencia de la viga de acople en la altura de contraflexura.
(Priestley et al, 2007).

La ecuación 2.15. también puede ser utilizada reemplazando la curvatura de fluencia de la viga de acople ϕ_{yCB} , misma que se define en la sección 4.57. en Priestley et al (2007) como $\phi_{yCB} = 1.7\varepsilon_y/h_{CB}$

$$\theta_{CB,y} = 0.5\phi_{yCB}(0.5L_{CB} + L_{sp})(1 + F_V)$$

Ecuación 2.17. Deriva de fluencia de la viga de acople. (Priestley et al, 2007).

Donde:

L_{sp} Longitud de penetración.

F_V Coeficiente de flexibilidad relacionado con la geometría de la viga de acople.

La longitud de penetración se expresa en la sección 6.8.2. de Priestley et al (2007) de la siguiente manera.

$$L_{SP} = 0.022f_{ye}d_{bl}$$

Ecuación 2.18. Longitud de penetración. (Priestley et al, 2007).

Donde:

f_{ye} Esfuerzo de fluencia esperado, en MPa.

$$f_{ye} = 1.1f_y. \text{ Priestley et al (2007) sección 3.1.}$$

db_{CB} Diámetro de la varilla en la viga de acople, en mm.

Una viga de acople puede diseñarse con dos tipos de detalle de acero, limitados a las condiciones expuestas en la sección 2.4. de este documento, una con reforzamiento convencional y otra con reforzamiento con dos grupos de barras dispuestas en diagonal.

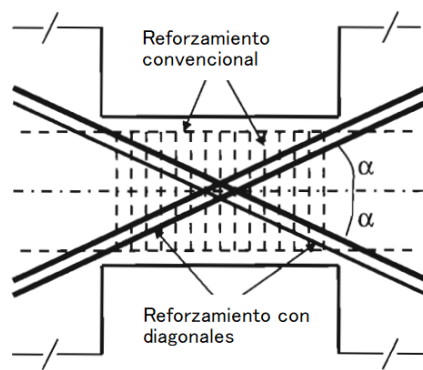


Figura 2.10 Tipos de reforzamientos en las vigas de acople.

Fuente: (Priestley et al, 2007).

Referente al coeficiente de flexibilidad, este se puede obtener usando $F_V = 3(h_{CB}/L_{CB})^2$ si se usa un reforzamiento convencional. Caso contrario, es decir, si se usa un reforzamiento con dos grupos de barras dispuestas en diagonal, $F_V = 0$.

Tabla 2.14 Deriva de fluencia de las vigas de acople

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Diámetro de varilla, db_{CB}	22 mm	22 mm	22 mm
Longitud de penetración, L_{SP}	224 mm	224 mm	224 mm
Curvatura de fluencia, ϕ_{yCB}	0.00374 /m	0.00374 /m	0.00374 /m
Coeficiente, F_V	0	0	0
Deriva de fluencia, θ_{yCB}	0.00231 m	0.00203 m	0.00203 m

Elaborado por: Jonathan Álvarez.

Sistema de diseño por desplazamientos que predomina en la estructura

El diseño por desplazamientos puede estar gobernado por cualquiera de los siguientes casos: a) Desplazamiento límite del muro correspondiente a la deformación del material, b) Desplazamiento en el estado límite del muro en la altura de contraflexura para la deriva límite del código, y c) Desplazamiento límite del muro debido a la viga de acople correspondiente a la deformación del material.

Caso a). Priestley et al (2007) en la sección 6.8.4. definen al desplazamiento límite del muro correspondiente a la deformación del material $\Delta_{D\varepsilon}$ de la siguiente manera.

$$\Delta_{D\varepsilon} = \Delta_y + (\phi_{ls} - \phi_y)L_p H_e$$

Ecuación 2.19. Desplazamiento límite del muro debido a la deformación del material. (Priestley et al, 2007).

Donde:

Δ_y	Desplazamiento de fluencia del muro de acople.
ϕ_{ls}	Curvatura de estado límite.
ϕ_y	Curvatura de fluencia.
L_p	Longitud de rótula plástica.
H_e	Altura efectiva del muro.

La altura efectiva y el desplazamiento de fluencia del muro se definieron en la ecuación 2.12. y 2.13., respectivamente. Respecto a la curvatura de estado límite, existen dos opciones que dependen netamente del diseñador: serviciabilidad ϕ_s o control de daño ϕ_{dc} . Priestley et al (2007) definen estos dos parámetros en la sección 6.2.1. con las siguientes expresiones.

$$\phi_s = 0.0175/l_w \quad \text{Curvatura de serviciabilidad}$$

$$\phi_{dc} = 0.072/l_w \quad \text{Curvatura de control de daño}$$

Ecuación 2.20. Curvaturas por estado límite. (Priestley et al, 2007).

De igual forma, para el caso de la longitud de rótula plástica, Priestley et al (2007) lo definen en la sección 6.2.1., tal como se presenta a continuación.

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

Ecuación 2.21. Longitud de rótula plástica. (Priestley et al, 2007).

Donde:

k Coeficiente que depende de los materiales del muro.

$$k = 0.2(f_u/f_y - 1) \leq 0.08.$$

Tabla 2.15 Desplazamiento límite del muro correspondiente a la deformación del material

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Estado límite	Control de daño	Control de daño	Control de daño
Curvatura por estado límite, ϕ_{dbw}	0.030 /m	0.024 /m	0.022 /m
Diámetro de varilla, dbw	20 mm	20 mm	20 mm
Longitud de penetración, L_{sp}	203 mm	203 mm	203 mm
Coeficiente k	0.04	0.04	0.04
Longitud de rótula plástica, L_p	1004 mm	1252 mm	1656 mm
Desplazamiento límite del muro debido a la deformación del material	0.462 m	0.977 m	1.819 m

Elaborado por: Jonathan Álvarez.

Caso b). El desplazamiento en el estado límite del muro se calcula en la altura de contraflexura, usando las condiciones del código, que en este caso, corresponde al 2% de deriva, según lo que establece la tabla 7 de la NEC15 en la sección 4.2.2. para estructuras de hormigón armado.

Priestley et al (2007) en la sección 6.8.4. definen este desplazamiento limitado por el código $\Delta_{D\theta}$ tal como se muestra a continuación.

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

Ecuación 2.22. Longitud de rótula plástica. (Priestley et al, 2007).

Donde:

θ_c Deriva límite del código.

Tabla 2.16 Desplazamiento en el estado límite del muro en H_{CF} para la deriva del código

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Deriva límite código	2%	2%	2%
Desplazamiento en el estado límite del muro en H_{CF} para la deriva límite del código	0.187 m	0.424 m	0.611 m

Elaborado por: Jonathan Álvarez.

Caso c). Este desplazamiento del muro se produce por la rotación límite de la viga de acople correspondiente a la deformación del material, tal como se explica en la figura 2.9. De esta manera, el primer paso corresponde a calcular la rotación de la viga de acople y posterior a esto, el desplazamiento que la misma produce en el muro.

Para la rotación de la viga de acople, Priestley et al (2007) únicamente provee dos ecuaciones en la sección 6.8.4. para el estado límite de control de daño, las cuales dependen del tipo de reforzamiento de la viga de acople: convencional o el grupo de barras dispuestos diagonalmente.

$$\theta_{CB,ls} = \frac{0.6\varepsilon_{su} * 2L_{SP}}{0.75h_{CB}} \quad \text{Refuerzo convencional}$$

$$\theta_{CB,ls} = \frac{0.6\varepsilon_{su} * (0.5L_{CB} + L_{SP})}{0.75h_{CB}} \quad \text{Refuerzo con diagonales}$$

Ecuación 2.23. Rotación límite de la viga de acople correspondiente a la deformación del material. (Priestley et al, 2007).

Donde:

ε_{su} Deformación unitaria última del acero.

Para determinar la rotación que produce la viga de acople en el muro, se despeja $\theta_{w,CB}$ de la ecuación 2.15. de tal forma que la ecuación se expresa de la siguiente manera.

$$\theta_{w,CB} = \frac{\theta_{CB,ls}}{1 + l_w/L_{CB}}$$

Ecuación 2.24. Rotación límite del muro producido por la viga de acople correspondiente a la deformación del material. (Priestley et al, 2007).

Nótese que los valores calculados en el caso c) corresponden a derivas. Sin embargo, los casos a) y b) son desplazamientos, por lo que el caso c) requiere de una conversión a desplazamiento para realizar una comparación posterior entre estos.

$$\Delta_{D\theta_{w,CB}} = \theta_{w,CB} * H_e$$

Ecuación 2.25. Desplazamiento límite del muro producido por la viga de acople correspondiente a la deformación del material. (Priestley et al, 2007).

Tabla 2.17 Desplazamiento límite del muro debido a la viga de acople correspondiente a la deformación del material

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Rotación de la viga de acople, θ_{CB}	0.066 rad	0.058 rad	0.058 rad
Rotación del muro debido a viga de acople, $\theta_{w,CB}$	0.022	0.014	0.013
Desplazamiento del muro debido a viga de acople, $\Delta_{D\theta_{w,CB}}$	0.285 m	0.365 m	0.498 m

Elaborado por: Jonathan Álvarez.

El desplazamiento de diseño corresponderá al caso que genere menor desplazamiento, es decir, aquel de menor deriva.

Tabla 2.18 Desplazamiento de diseño de los muros de acople

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Desplazamiento Caso a	0.462 m	0.977 m	1.919 m
Desplazamiento Caso b	0.187 m	0.424 m	0.611 m
Desplazamiento Caso c	0.285 m	0.365 m	0.498 m
Caso predominante	Caso b	Caso c	Caso c
Desplazamiento de diseño, Δ_d	0.187 m	0.365 m	0.498 m

Elaborado por: Jonathan Álvarez.

Ductilidad promedio de demanda del muro y viga de acople

La ductilidad de demanda promedio para estructuras en un grado de libertad se puede definir en términos de desplazamiento o en términos de deriva. Este concepto relaciona el factor de diseño, desplazamiento o deriva, con la fluencia del elemento.

$$\mu_w = \Delta_{d,w}/\Delta_{y,w} \quad \text{Ductilidad para el muro de acople}$$

$$\mu_{CB} = \theta_{d,CB}/\theta_{y,CB} \quad \text{Ductilidad para la viga de acople}$$

Ecuación 2.26. Ductilidad de demanda del muro y viga de acople. (Priestley et al, 2007).

Donde:

$\Delta_{d,w}$ Desplazamiento de diseño del muro de acople.

$\Delta_{y,w}$ Desplazamiento de fluencia del muro de acople.

$\theta_{d,CB}$ Deriva de la viga de acople.

$\theta_{y,CB}$ Deriva de fluencia de la viga de acople.

La deriva de la viga de acople $\theta_{d,CB}$ está en función del caso de desplazamiento de diseño que predomine, a, b o c. Para el caso a y c, la deriva de la viga corresponderá a la calculada por la ecuación 2.23., y para el caso b, la ecuación 2.15. con $\theta_w = 0.02$.

Tabla 2.19 Desplazamiento de fluencia de los muros y derivas de las vigas de acople

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Desplazamiento del muro de acople, Δ_{yw}	0.187 m	0.365 m	0.498 m
Deriva de la viga de acople, θ_{yCB}	0.06	0.058	0.058

Elaborado por: Jonathan Álvarez.

La ductilidad de la viga de acople debe considerar una ductilidad de demanda promedio de todas las vigas de acople. Para ello, Priestley et al (2007) proponen que la ductilidad debe ser solo el 67% del pico de ductilidad de la viga, y que debe ocurrir en la altura de contraflexura H_{CF} . Es decir, la ductilidad para la viga de acople debe calcularse con la siguiente expresión.

$$\mu_{CB} = 0.67 \frac{\theta_{d,CB}}{\theta_{y,CB}} \quad \text{Ductilidad para la viga de acople}$$

Ecuación 2.27. Ductilidad de demanda promedio de la viga de acople. (Priestley et al, 2007).

Tabla 2.20 Ductilidad de demanda promedio de los muros y vigas de acople

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Ductilidad del muro de acople, μ_w	1.97	1.37	1
Ductilidad de la viga de acople, μ_{CB}	17.4	19.11	19.11

Elaborado por: Jonathan Álvarez.

Sistema de amortiguamiento viscoso equivalente

El sistema equivalente de la estructura puede determinarse sabiendo que las fuerzas laterales por sismo son absorbidas por el muro y las vigas de acople de forma proporcional al momento total de la base de la estructura. En este sentido, esta proporción y la relación geométrica de los desplazamientos en estos elementos, permite expresar el amortiguamiento de la siguiente manera. (Priestley et al, 2007).

$$\xi_{sys} = (1 - \beta_{CB})\xi_w + \beta_{CB}\xi_{CB}$$

Ecuación 2.28. Sistema equivalente de amortiguamiento viscoso. (Priestley et al, 2007).

Donde:

- β_{CB} Proporción del momento de volcamiento que absorbe la viga de acople.
- ξ_w Amortiguamiento equivalente del muro.
- ξ_{CB} Amortiguamiento equivalente de la viga de acople.

Priestley et al (2007) en la sección 3.5.3. definen al amortiguamiento del muro y viga de acople con las siguientes ecuaciones.

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

$$\xi_{CB} = 0.05 + 0.565 \left(\frac{\mu_{CB} - 1}{\mu_{CB} \pi} \right)$$

Ecuación 2.29. Amortiguamiento equivalente del muro y viga de acople. (Priestley et al, 2007).

Tabla 2.21 Amortiguamiento equivalente viscoso del sistema

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Amortiguamiento del muro de acople, ξ_w	0.12	0.088	0.05
Amortiguamiento de la viga de acople, ξ_{CB}	0.22	0.22	0.22
Amortiguamiento del sistema, ξ_{sys}	0.15	0.168	0.152

Elaborado por: Jonathan Álvarez.

Aplicación del DDBD para determinar las fuerzas en la base de la estructura

La aplicación del DDBD para determinar las fuerzas en la base, como es el caso del cortante V_{Base} o el momento M_{OTM} , se resume en el cálculo de cinco parámetros: Factor de reducción del desplazamiento del espectro R_ξ , desplazamiento en el periodo de la esquina para el amortiguamiento equivalente del sistema $\Delta_{\xi eq}$, periodo efectivo T_e , masa efectiva m_e , y rigidez efectiva K_e .

Previo a la aplicación de los pasos descritos, se debe definir el espectro de diseño de desplazamientos S_d . La NEC15 – SE – DS define este espectro en la sección 3.3.2., el cual

está en función del espectro de aceleraciones S_a , correspondiente al nivel del sismo de diseño.

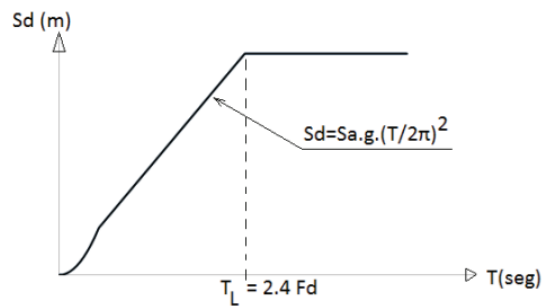


Figura 2.11 Espectro sísmico elástico de desplazamiento que representa el sismo de diseño.

Fuente: NEC15 – SE – DS (MIDUVI, 2014)

Donde:

- T Periodo fundamental de vibración de la estructura.
- T_L Periodo fundamental de vibración para definir el espectro de desplazamientos. (Periodo de la esquina)
- S_a Espectro de respuesta elástico de aceleraciones que depende del periodo de vibración de la estructura.

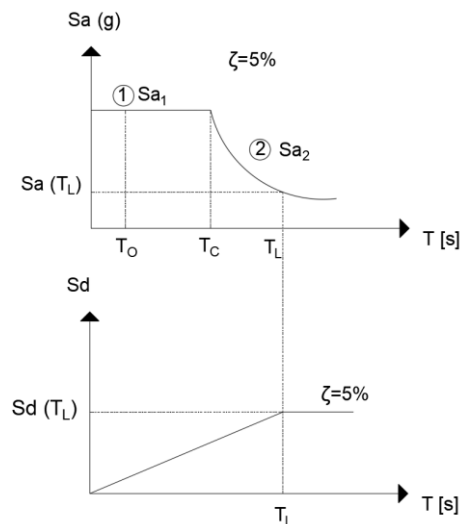


Figura 2.12 Espectro sísmico elástico de desplazamiento S_d en función del espectro elástico de aceleraciones S_a .

Elaborado por: Jonathan Álvarez.

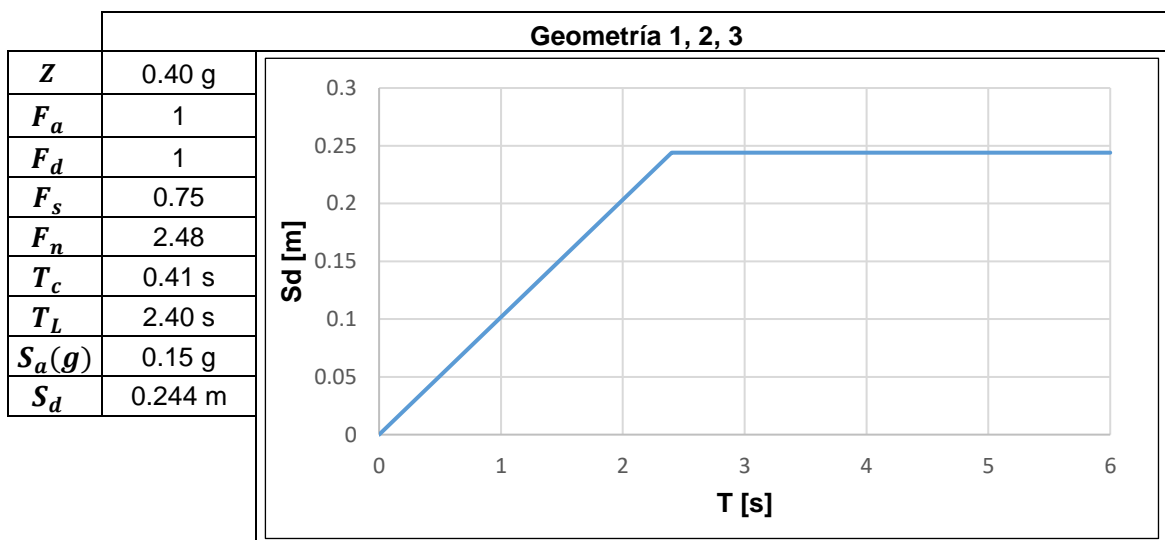
El espectro de diseño de desplazamientos, al igual que el espectro de diseño de aceleraciones, sirve para un amortiguamiento del 5%, y se divide en dos regiones de periodo fundamental de la estructura T .

$$S_d = S_a(g)(T/2\pi)^2 \text{ para } 0 \leq T \leq T_L$$

$$S_d = S_a(g)(T_L/2\pi)^2 \text{ para } T > T_L$$

Ecuación 2.30. Ecuaciones para definir el espectro de desplazamientos. NEC15 – SE – DS (MIDUVI, 2014)

Tabla 2.22 Espectro de diseño S_d



Elaborado por: Jonathan Álvarez.

Con el espectro de desplazamientos definido, el siguiente paso es realizar un escalamiento de amortiguamiento para pasar del 5% a uno equivalente. Para ello, se requiere obtener un factor de escalamiento R_ξ que está en función del amortiguamiento equivalente viscoso del sistema ξ_{sys} y la ubicación de la estructura respecto a la falla geológica.

Priestley et al (2007) definen al factor de escalamiento R_ξ en la sección 2.2.3. de la siguiente manera.

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

Ecuación 2.31. Factor de escalamiento de amortiguamiento. (Priestley et al, 2007).

Donde:

ξ_{sys} Amortiguamiento equivalente viscoso del sistema.

α Coeficiente que depende de la ubicación de la estructura a la falla geológica.

$\alpha = 0.5$ Campo lejano (Estructura lejana a la falla)

$\alpha = 0.25$ Campo cercano (Estructura cerca a la falla)

El desplazamiento equivalente $\Delta_{\xi eq}$ será entonces la multiplicación del factor de escalamiento R_{ξ} y el desplazamiento elástico de diseño para un amortiguamiento del 5%.

$$\Delta_{\xi eq} = R_{\xi} * \Delta_{\xi=5\%}$$

Ecuación 2.32. Desplazamiento equivalente en el periodo de la esquina. (Priestley et al, 2007).

Nótese que $\Delta_{\xi=5\%} = S_d(T_L)$, donde $S_d(T_L)$ es el desplazamiento elástico de diseño en el periodo de la esquina (Figura 2.12.).

Tabla 2.23 Factor de escalamiento y desplazamiento equivalente

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Factor de escalamiento, R_{ξ}	0.642	0.611	0.637
Desplazamiento equivalente, $\Delta_{\xi eq}$	0.157 m	0.168 m	0.156 m

Elaborado por: Jonathan Álvarez.

Para continuar con el siguiente paso, se debe revisar si la capacidad del desplazamiento excede la demanda espectral. Esta revisión puede dar como resultado uno de los siguientes casos: a) La capacidad de desplazamiento no excede la demanda espectral, y b) o c), donde la capacidad de desplazamiento sí excede la demanda espectral.

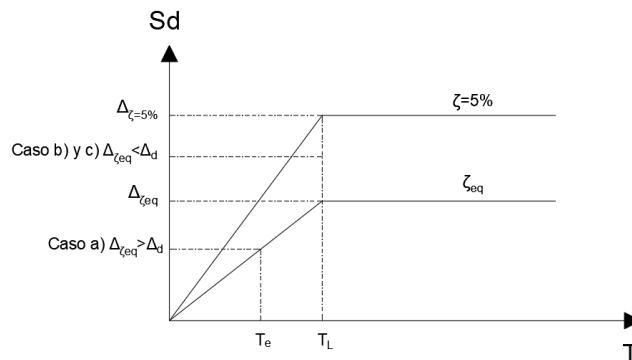


Figura 2.13 Revisión de la capacidad de desplazamiento espectral.

Elaborado por: Jonathan Álvarez.

Caso a). Si la capacidad de desplazamiento no excede la demanda espectral, el siguiente paso es determinar el periodo efectivo de la estructura en función del desplazamiento de diseño. Como se observa en la figura 2.13., el periodo efectivo de la estructura se puede obtener mediante una relación de triángulos.

$$T_e = T_L \frac{\Delta_d}{\Delta_{\xi_{eq}}}$$

Ecuación 2.33. Periodo efectivo de la estructura caso a). (Priestley et al, 2007).

Donde:

- T_L Periodo de la esquina.
- Δ_d Desplazamiento de diseño de la estructura.
- $\Delta_{\xi_{eq}}$ Desplazamiento equivalente de la estructura.

Con el periodo efectivo, el parámetro siguiente a calcular es la masa efectiva de la estructura.

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

Ecuación 2.34. Masa efectiva de la estructura caso a). (Priestley et al, 2007).

Donde:

- m_i Masa del piso i de la estructura.
- Δ_{Di} Desplazamiento objetivo del piso i de la estructura.
- Δ_d Desplazamiento de diseño de la estructura.

El desplazamiento objetivo del piso i está compuesto de la suma del desplazamiento elástico y el desplazamiento plástico de la estructura. Este último puede ser limitado por la deformación del material o por el límite de la deriva del código.

$$\Delta_{Di} = \Delta_{yi} + \Delta_{pi}$$

Ecuación 2.35. Perfil de desplazamiento de la estructura caso a). (Priestley et al, 2007).

Donde:

- Δ_{yi} Desplazamiento elástico del piso i de la estructura.

Para $H_i \leq H_{CF}$:

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

Para $H_i > H_{CF}$:

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

Δ_{pi} Desplazamiento plástico del piso i de la estructura.

Límite por deformación del material:

$$\Delta_{pi} = (\phi_{ls} - \phi_{yw})L_pH_i.$$

Límite por la deriva del código:

$$\Delta_{pi} = \left(\phi_C - \frac{\phi_{yw}H_{CF}}{2} \right) H_i.$$

ϕ_{ls} Curvatura para el estado límite.

ϕ_C Curvatura para la deriva límite del código.

ϕ_{yw} Curvatura de fluencia del muro.

H_i Altura de piso i de la estructura.

El penúltimo paso es el cálculo de la rigidez efectiva, el cual se obtiene mediante la siguiente expresión matemática.

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

Ecuación 2.36. Rigidez efectiva de la estructura caso a). (Priestley et al, 2007).

Donde:

m_e Masa efectiva de la estructura.

T_e Periodo efectivo de la estructura.

Finalmente, el cortante y el momento basal se calculan con la ecuación 2.37. y 2.38., respectivamente.

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

Ecuación 2.37. Cortante basal de la estructura caso a). (Priestley et al, 2007).

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

Ecuación 2.38. Momento basal de la estructura caso a). (Priestley et al, 2007).

Caso b). Ocurre cuando se tiene estructuras extremadamente flexibles o cuando se tiene un sismo de diseño de intensidad baja. Esto implica dos cosas: 1) el desplazamiento de fluencia Δ_y del muro excede el desplazamiento elástico al 5% de amortiguamiento $\Delta_y > \Delta_{\xi=5\%}$, y 2) la capacidad de desplazamiento excede la demanda espectral $\Delta_d > \Delta_{\xi eq}$ (Figura 2.13.).

Estas dos condiciones no permiten que la estructura pueda llegar a la fluencia y, por tanto, requiere una corrección que implique tener una curvatura tal que el desplazamiento de diseño Δ_d sea igual al desplazamiento elástico de diseño $\Delta_{\xi=5\%}$ en el periodo de la esquina T_L .

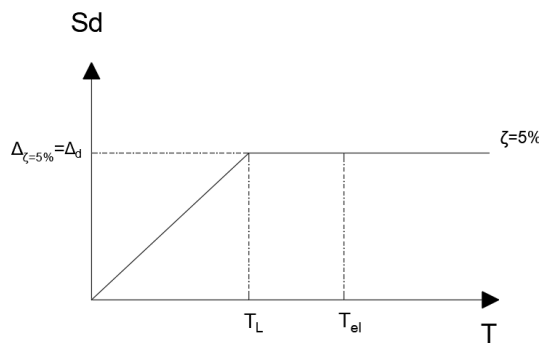


Figura 2.14 Corrección de la capacidad de desplazamiento para caso b).

Elaborado por: Jonathan Álvarez.

El proceso de corrección empieza con asumir directamente que el nuevo desplazamiento de diseño es igual al desplazamiento elástico de diseño con 5% de amortiguamiento $\Delta_{dcorregido} = \Delta_{\xi=5\%}$ (Figura 2.14), y con el recálculo de los parámetros que dependen de este, como es el caso de la ductilidad de demanda promedio, el amortiguamiento del sistema equivalente viscoso, el factor de escalamiento, y el desplazamiento equivalente de la estructura, los cuales se obtienen con las ecuaciones 2.25., 2.26., 2.27., 2.29. y 2.30., respectivamente.

El paso siguiente de corrección es la iteración de la curvatura del muro de acople ϕ_w para que la condición $\Delta_{dcorregido} = \Delta_{\xi=5\%}$ se cumpla. Para esto, se debe asumir un valor de ϕ_w que no supere la fluencia, y mediante el cálculo del perfil de desplazamientos de la estructura, obtener el valor de desplazamiento de diseño deseado, $\Delta_{dcorregido}$.

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

Ecuación 2.39. Desplazamiento de diseño caso b). (Priestley et al, 2007).

Donde:

m_i Masa del piso i de la estructura.

Δ_{Di} Desplazamiento objetivo del piso i de la estructura.

El desplazamiento objetivo del piso i , Δ_{Di} , a diferencia del caso a), está compuesto únicamente del desplazamiento elástico, puesto que la estructura no va a llegar a la fluencia.

$$\Delta_{Di} = \Delta_{ei}$$

Ecuación 2.40. Desplazamiento objetivo del piso i de la estructura caso b). (Priestley et al, 2007).

Donde:

Δ_{ei} Desplazamiento elástico del piso i de la estructura.

Para $H_i \leq H_{CF}$:

$$\Delta_i = \phi_w \left(\frac{H_i^2}{2} - \frac{H_i^3}{6H_{CF}} \right).$$

Para $H_i > H_{CF}$:

$$\Delta_i = \phi_w \left(\frac{H_{CF}H_i}{2} - \frac{H_{CF}^2}{6} \right).$$

ϕ_w Curvatura del muro tal que $\Delta_{dcorregido} = \Delta_{\xi=5\%}$.

El hecho de que la estructura se comporte elásticamente significa que los parámetros de periodo y rigidez también responden a ese comportamiento.

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

Ecuación 2.41. Periodo elástico de la estructura caso b). (Priestley et al, 2007).

Donde:

m_e Masa efectiva de la estructura.

K_{el} Rigidez elástica de la estructura.

$$m_e = \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_{Di} / \Delta_{dcorregido})$$

Ecuación 2.42. Masa efectiva de la estructura caso b). (Priestley et al, 2007).

La rigidez elástica de la estructura es la relación entre un porcentaje de la masa efectiva de la estructura y el desplazamiento encontrado con la curvatura ϕ_w que permite que $\Delta_{dcorregido} = \Delta_{\xi=5\%}$. Nótese, además, que el porcentaje de masa efectiva es arbitrario por las características elásticas de la estructura, lo que cualquier valor a optar dará como resultado el mismo desplazamiento de diseño tal que el periodo sea mayor o igual que el periodo de la esquina T_L (Figura 2.14.).

$$K_{el} = \%m_e / \Delta_{\phi_w}$$

Ecuación 2.43. Rigidez elástica de la estructura caso b). (Priestley et al, 2007).

Donde:

Δ_{ϕ_w} Desplazamiento calculado con la curvatura ϕ_w que permite que $\Delta_{dcorregido} = \Delta_{\xi=5\%}$.

Finalmente, el cortante y el momento basal se calculan con las siguientes ecuaciones.

$$V_{Base} = K_{el} \Delta_{dcorregido}$$

Ecuación 2.44. Cortante basal de la estructura caso b). (Priestley et al, 2007).

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

Ecuación 2.45. Momento basal de la estructura caso b). (Priestley et al, 2007).

Caso c). Este caso es el más común, y ocurre cuando se tiene dos condiciones: 1) la estructura se comporta inelásticamente, pero no al nivel de ductilidad correspondiente al desplazamiento de capacidad de la estructura, es decir, $\Delta_y < \Delta_{\xi=5\%}$, y 2) la capacidad de desplazamiento excede la demanda espectral $\Delta_d > \Delta_{\xi eq}$ (Figura 2.13.).

Este problema se soluciona con un proceso iterativo, el cual consiste en encontrar un desplazamiento $\Delta_{dcorregido}$ que produzca un valor igual al desplazamiento equivalente (Figura 2.15), $\Delta_{dcorregido} = \Delta_{\xi eq}$. Cabe mencionar que el valor $\Delta_{dcorregido}$ se asume entre el rango de valores $\Delta_{\xi=5\%}$ y Δ_d .

Asumir un nuevo valor de desplazamiento significa que los parámetros que dependen de este, como es el caso de la ductilidad de demanda promedio, el amortiguamiento del sistema equivalente viscoso, el factor de escalamiento, y el desplazamiento equivalente de la estructura, se modifican. Estos parámetros se obtienen con las ecuaciones 2.25., 2.26., 2.27., 2.29. y 2.30., respectivamente.

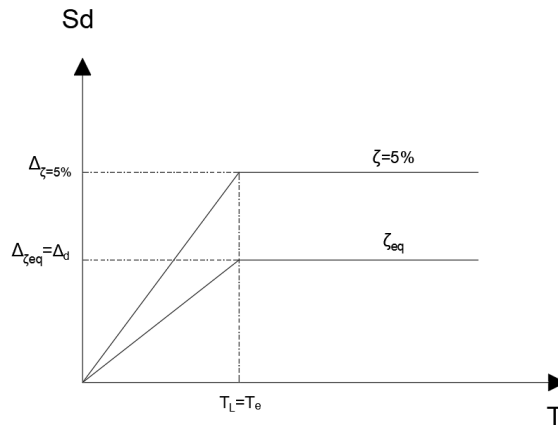


Figura 2.15 Corrección de la capacidad de desplazamiento para caso c).

Elaborado por: Jonathan Álvarez.

Como se observa en la figura 2.15., el periodo efectivo de la estructura para este caso resulta ser el periodo de la esquina, ya que la relación $\Delta_d/\Delta_{\xi_{eq}} = 1$.

$$T_e = T_L$$

Ecuación 2.46. Periodo efectivo de la estructura caso c). (Priestley et al, 2007).

Donde:

T_L Periodo de la esquina.

Con el periodo efectivo de la estructura, el parámetro siguiente a calcular es la masa efectiva de la estructura.

$$m_e = \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_{Dicorregido} / \Delta_{dcorregido})$$

Ecuación 2.47. Masa efectiva de la estructura caso c). (Priestley et al, 2007).

Donde:

- m_i Masa del piso i de la estructura.
- $\Delta_{Dicorregido}$ Desplazamiento objetivo corregido del piso i de la estructura.
- $\Delta_{dcorregido}$ Desplazamiento de diseño corregido de la estructura.

El desplazamiento objetivo corregido del piso i está compuesto por un factor de corrección F_c que afecta a la suma del desplazamiento elástico y el desplazamiento plástico de la estructura.

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

Ecuación 2.48. Perfil de desplazamiento de la estructura para caso c). (Priestley et al, 2007).

Donde:

F_c Factor de corrección.

$$F_c = \Delta_{dcorregido} / \Delta_d.$$

Δ_{yi} Desplazamiento elástico del piso i de la estructura.

Para $H_i \leq H_{CF}$:

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

Para $H_i > H_{CF}$:

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

Δ_{pi} Desplazamiento plástico del piso i de la estructura.

Límite por deformación del material:

$$\Delta_{pi} = (\phi_{ls} - \phi_{yw}) L_p H_i.$$

Límite por la deriva del código:

$$\Delta_{pi} = \left(\phi_C - \frac{\phi_{yw} H_{CF}}{2} \right) H_i.$$

ϕ_{ls} Curvatura para el estado límite.

ϕ_C Curvatura para la deriva límite del código.

ϕ_{yw} Curvatura de fluencia del muro.

H_i Altura de piso i de la estructura.

El penúltimo paso es el cálculo de la rigidez efectiva, el cual se obtiene mediante la siguiente expresión matemática.

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

Ecuación 2.49. Rigidez efectiva de la estructura caso c). (Priestley et al, 2007).

Donde:

m_e Masa efectiva de la estructura.

T_L Periodo de la esquina de la estructura.

Finalmente, el cortante y el momento basal se calculan con la ecuación 2.50. y 2.51., respectivamente.

$$V_{Base} = K_e \Delta_{d\text{corregido}}$$

Ecuación 2.50. Cortante basal de la estructura caso c). (Priestley et al, 2007).

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

Ecuación 2.51. Momento basal de la estructura caso c). (Priestley et al, 2007).

Tabla 2.24 Corrección de capacidad de desplazamientos

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Caso	B	A	A
Corrección Δ_d	Sí	Sí	Sí
$\Delta_{d\text{corregido}}$	0.161 m	0.244 m	0.244 m
Ductilidad del muro de acople, μ_w	1.692	1	1
Ductilidad de la viga de acople, μ_{CB}	17.4	19.11	19.11
Amortiguamiento del muro de acople, ξ_w	0.108	0.05	0.05
Amortiguamiento de la viga de acople, ξ_{CB}	0.22	0.22	0.22
Amortiguamiento del sistema, ξ_{sys}	0.141	0.152	0.152
Factor de escalamiento, R_ξ	0.659	0.637	0.637
Desplazamiento equivalente, $\Delta_{\xi eq}$	0.161 m	0.156 m	0.156 m
Periodo de la estructura, T	2.40 s	4.77 s	6.93 s
Masa efectiva, m_e	1695.97 T/g	2924.60 T/g	4917.50 MN/g
Rigidez de la estructura, K	1184.91 T/m	516.27 T/m	412.53 T/m
Cortante basal, V_{Base}	190.49 T	125.90 T	100.67 T
Momento basal, M_{OTM}	2468.77 T	3174.94 T	3723.85 T

Elaborado por: Jonathan Álvarez.

Efectos P- Δ

Las estructuras ante un sismo están sujetas a sufrir un desplazamiento lateral, lo que induce que las cargas gravitacionales generen un momento de volcamiento adicional $P\Delta$ al momento que generan las cargas laterales FH (Figura 2.16b).

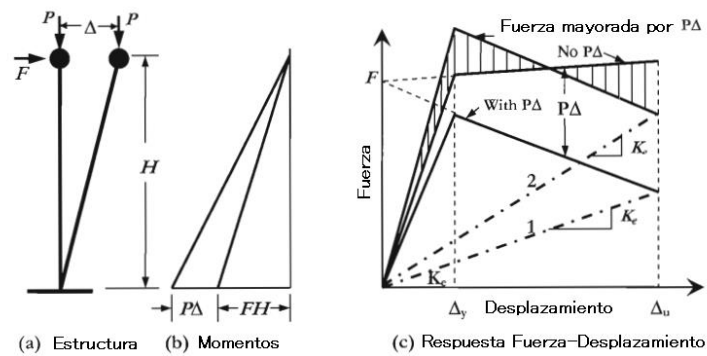


Figura 2.16 Efectos P- Δ en el momento de diseño y desplazamiento de respuesta.

Fuente: (Priestley et al, 2007).

La importancia de los efectos P- Δ son explicados en la mayor parte de códigos de diseño sísmico, y generalmente son cuantificados con el índice de estabilidad de la estructura θ_{Δ} , el cual compara el efecto P- Δ en una fluencia nominal, o en un desplazamiento máximo esperado, con la capacidad de momento de diseño en la base de la estructura.

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

Ecuación 2.52. Índice de estabilidad. (Priestley et al, 2007).

Donde:

- P Carga gravitacional.
- Δ_d Desplazamiento de diseño.
- M_{OTM} Momento basal.

Priestley et al (2007) recomiendan amplificar la capacidad de momento de diseño en la base de la estructura si el índice de estabilidad es menor que 0.10, para estructuras de hormigón armado y 0.05, para estructuras de acero. A continuación, se presentan las ecuaciones para amplificar las fuerzas sísmicas por efectos P- Δ .

$$V_{Base \text{ amplificado } P-\Delta} = K_e \Delta_d + C \frac{P\Delta_d}{H_e}$$

Ecuación 2.53. Cortante basal de la estructura amplificado por efectos P- Δ . (Priestley et al, 2007).

Donde:

- K_e Rigidez efectiva de la estructura.
 Δ_d Desplazamiento de diseño.
 C Coeficiente.
 Para estructuras de acero: $C=1$.
 Para estructuras de concreto: $C=0.5$.
 P Carga gravitacional.
 H_e Altura efectiva de la estructura.

$$M_{OTM \text{ amplificado } P-\Delta} = V_{Base \text{ amplificado } P-\Delta} * H_e$$

Ecuación 2.54. Momento basal de la estructura amplificado por efectos P-Δ. (Priestley et al, 2007).

Tabla 2.25 Amplificación de cortante y momento basal por efectos P-Δ

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Índice de estabilidad, θ_Δ	0.11	0.23	0.32
Efectos P-delta, $P\Delta$	Sí	Sí	Sí
$V_{Base \text{ amplificado } P-\Delta}$	201.01 T	140.15 T	116.90 T
$M_{OTM \text{ amplificado } P-\Delta}$	2605.10 Tm	3531.80 Tm	4323.88 Tm

Elaborado por: Jonathan Álvarez.

Fuerza sísmica que absorbe cada viga de acople

El cortante que absorbe la viga de acople está en función del parámetro β_{CB} , y se debe repartir según el número de pisos y el total de muros de acople en la dirección de análisis. Además, se debe tener presente que el cortante para cada viga de acople es igual en toda la altura del edificio.

$$V_{CB,i} = 2 \frac{\beta_{CB} M_{OTM}}{mnL}$$

Ecuación 2.55. Cortante sísmico que absorbe cada viga de acople a lo largo de la altura del edificio. (Priestley et al, 2007).

Donde:

- m Número de muros de acople en la dirección de análisis.
 n Número de pisos de la estructura.
 L Longitud entre ejes de muros de acople.

Tabla 2.26 Fuerza sísmica que absorbe cada viga de acople

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Número de muros dirección análisis, m	4	4	4
Número de pisos, n	6	12	18
Longitud entre ejes de muros, L	3.60 m	4.00 m	4.30 m
$V_{CB,i}$	18.09 T	22.07 T	16.76 T

Elaborado por: Jonathan Álvarez.

Con el cortante sísmico de cada viga de acople, el paso siguiente es comprobar si existe una tensión de levantamiento por sismo en el muro debido a las vigas de acople. Esta comprobación permite concluir si la fracción de momento que absorbe la viga de acople del momento de volcamiento β_{CB} es correcto o no.

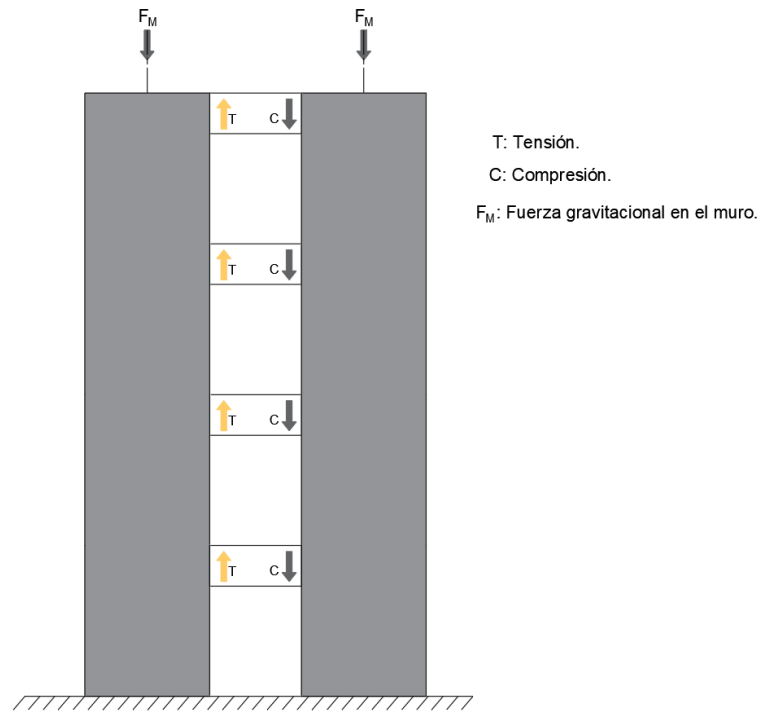


Figura 2.17 Esquema de las reacciones que generan las vigas de acople sobre el muro.

Elaborado por: Jonathan Álvarez.

De la figura 2.17., la comprobación de tensión por volcamiento del muro se puede establecer con la siguiente expresión.

$$F_M \geq \sum_{i=1}^n T_i$$

$$F_M \geq V_{CB,i} * n$$

Ecuación 2.56. Cortante sísmico que absorbe cada viga de acople a lo largo de la altura del edificio. (Priestley et al, 2007).

Donde:

- F_M Fuerza gravitacional en el muro de acople.
- $V_{CB,i}$ Fuerza cortante en una viga de acople.
- n Número de pisos de la estructura.

Si la condición $F_M \geq V_{CB,i} * n$ no se cumple, β_{CB} debe volver ser asumido nuevamente.

Tabla 2.27 Comprobación de tensión por volcamiento del muro por viga de acople

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
F_M	133.55 T	282.81 T	534.06 T
$V_{CB,i} * n$	108.55 T	264.88 T	301.67 T
Condición $F_M \geq V_{CB,i} * n$	Ok	Ok	Ok

Elaborado por: Jonathan Álvarez.

Fuerza sísmica que absorbe cada muro de acople

El momento que absorbe el muro será la diferencia de lo que absorbe la viga de acople, del total de momento en la base M_{OTM} .

$$M_{w,i} = \frac{(1 - \beta_{CB}) * M_{OTM}}{m}$$

Ecuación 2.57. Momento sísmico en la base que absorbe cada muro de acople. (Priestley et al, 2007).

Donde:

- m Número de muros en la dirección de análisis.

Tabla 2.28 Fuerza sísmica que absorbe cada muro de acople

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Número de muros dirección análisis, m	4	4	4
$(1 - \beta_{CB})$	0.70	0.40	0.40
$M_{w,i}$	455.89 Tm	353.18 Tm	432.39 Tm

Elaborado por: Jonathan Álvarez.

2.7 Diseño de Muros de Acople

La filosofía de diseño sísmico ya sea que se utilice el método DBF o DDBD, debe seguir un diseño basado en desempeño, el cual debe buscar evitar la pérdida de vidas mediante el impedimento del colapso de la estructura ante un sismo. Un mecanismo para lograr esto es el análisis de mecanismos plásticos, que asegura que la acción inelástica en la estructura en el modo inelástico deseado forme rótulas plásticas en aquellos lugares y elementos que se requiera ductilidad.

A continuación, se presenta las consideraciones para diseñar muros de acople conforme a lo que establece la NEC – SE – HM, el ACI318 – 19 y Priestley et al (2007).

Combinaciones de mayoración de carga

El diseño de muros de acople debe ser de tal forma que la resistencia de diseño iguale o exceda los efectos de las cargas mayoradas (Diseño por última resistencia), de acuerdo con las siguientes combinaciones que expone la NEC15 – SE – CG en la sección 3.4.3.

Tabla 2.29 Combinaciones para el diseño por última resistencia

Combinación 1	$1.4D$
Combinación 2	$1.2D + 1.6L$
Combinación 3	$1.2D + L \pm E$
Combinación 4	$0.9D \pm E$

Fuente: NEC15 – SE – CG (MIDUVI, 2014).

Donde:

- D Carga muerta.
- L Carga viva.
- E Carga de sismo.

Diseño de vigas de acople

Las vigas de acople tienen el objetivo de conectar muros estructurales para proveer rigidez y disipar energía de la estructura. Para diseñar estos elementos se requiere elegir el tipo de armado a colocar: refuerzo convencional o grupo de barras dispuestas diagonalmente. En la sección 2.4. de este documento se exponen los requisitos geométricos para elegir correctamente el tipo de armado.

El diseño para un armado convencional se refiere al armado típico de vigas de pórticos especiales resistentes a momento, explicadas en la sección 18.6. del ACI318 – 19. En cambio, el grupo de barras dispuestas diagonalmente tiene consideraciones diferentes a la de un armado convencional de vigas, ya que su comportamiento es diferente. (Figura 2.18)

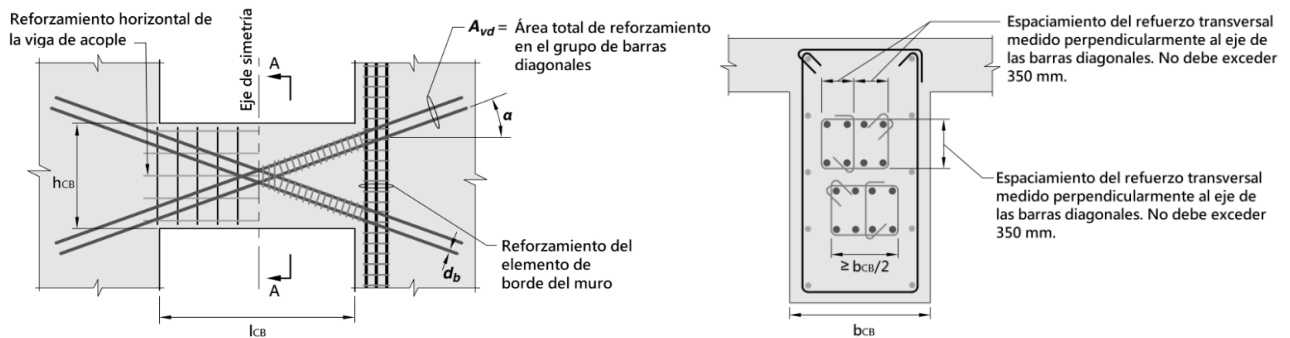


Figura 2.18 Vista en elevación y corte transversal del refuerzo orientado en diagonal en una viga de acople.

Fuente: ACI318 – 19 (ACI, 2019)

Donde:

- α Ángulo entre barras diagonales y eje longitudinal de la viga de acople.
- d_{bCB} Diámetro del refuerzo en diagonal en la viga de acople.
- A_{vd} Área total de acero en cada grupo de barras diagonales.
- h_{CB} Altura de la viga de acople.
- l_{CB} Longitud de la viga de acople.
- b_{CB} Ancho de la viga de acople.
- $b_{CB}/2$ Ancho del grupo de barras en diagonal de la viga de acople.

La diferencia para calcular el área total de acero en cada grupo de barras diagonales A_{vd} entre DBF y DDBD, consiste en la capacidad de resistencia de los materiales. En el caso del DBF, este sigue las condiciones de resistencia que establece el ACI318 – 19, mismo que utiliza un factor de reducción de resistencia ϕ .

El ACI318 – 19 propone la siguiente expresión para determinar el área total de acero en cada grupo de barras diagonales en las vigas de acople.

$$A_{vd} = \frac{V_u}{2\phi f_y \sin \alpha}$$

Ecuación 2.58. Área total de acero en cada grupo de barras diagonales en vigas de acople para DBF. (ACI, 2019)

Donde:

- V_u Cortante último en la viga de acople.
- ϕ Factor de reducción de resistencia para miembros de concreto estructural.
ACI318 – 19 define $\phi = 0.90$ para miembros sujetos fuerza axial.
- f_y Esfuerzo de fluencia del acero.

Por otra parte, para el DDBD, Priestley et al (2007) explican que utilizar factores de reducción ϕ no inducen en “proteger” la sección del elemento contra las acciones inelásticas. Más bien, lo que resulta al utilizar un factor de reducción es sobreestimar la sección del elemento, con una considerable demanda de ductilidad. Por tal motivo, Priestley et al (2007) recomiendan seguir un diseño de tal forma que la resistencia del material sea una resistencia esperada. Siguiendo estas recomendaciones, la ecuación 2.58. se redefine de la siguiente manera para el caso del DDBD.

$$A_{vd} = \frac{V_u}{2f_{ye} \sin \alpha}$$

Ecuación 2.59. Área total de acero en cada grupo de barras diagonales en vigas de acople para DDBD. (Priestley et al, 2007).

Donde:

- V_u Cortante último en la viga de acople.
- f_{ye} Esfuerzo de fluencia esperado para el acero.
Priestley et al (2007) recomienda que $f_{ye} = 1.1f_y$

El acero colocado en el grupo de barras diagonales debe contener un mínimo de cuatro barras colocadas en dos o más capas. Además, cada paquete de barras debe estar confinada por un refuerzo transversal A_{sh} . El ACI318 – 19 establece que el refuerzo transversal debe ser el mayor entre A_{sh1} y A_{sh2} , los cuales se definen a continuación.

$$A_{sh1} = 0.09s \frac{b_{CB} f'_c}{2 f_y} \quad ; \quad A_{sh2} = 0.3s \frac{b_{CB}}{2} \left(\frac{A_{gdCB}}{A_{chdCB}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$$

Ecuación 2.60. Refuerzo transversal para el grupo de barras diagonales en la viga de acople. (ACI, 2019)

Donde:

- s Espaciamiento del refuerzo transversal en el grupo de barras diagonales.
 $s \leq (10cm, 6d_{bCB})$.
- $b_{CB}/2$ Ancho del grupo de barras en diagonal de la viga de acople.
- f'_c Esfuerzo a la compresión del hormigón.
- f_y Esfuerzo de fluencia del acero.
- A_{gdCB} Área geométrica del grupo de barras en diagonal de la viga de acople.
- A_{chdCB} Área confinada del grupo de barras en diagonal de la viga de acople.

En la figura 2.18 se puede observar que adicional al acero en las diagonales y su respectivo confinamiento, la viga de acople debe tener un acero base, un acero de piel, y un acero transversal de confinamiento. El acero base debe ser al menos el acero mínimo para la sección de la viga de acople. El ACI318 – 19 establece que el acero mínimo para una viga debe calcularse con la siguiente expresión.

$$A_{s,mín} = \frac{1.4}{f_y} b_{CB} d_{CB}$$

Ecuación 2.61. Acero mínimo en vigas. (ACI, 2019)

Donde:

- b_{CB} Ancho de la viga de acople.
- d_{CB} Altura efectiva de la viga de acople.

El acero de piel es aquel que se distribuye alrededor del perímetro de la viga de acople, y debe tener un área total en cada dirección de al menos $0.002bs$, donde b es el ancho de la viga de acople respecto a la dirección de análisis, y s el espaciamiento de las barras tal que no exceda 30 cm.

Finalmente, el refuerzo transversal en toda la sección de la viga de acople debe ser el menor entre A_{sh1} y A_{sh2} .

$$A_{sh1} = 0.09sb_{CB} \frac{f'_c}{f_y} \quad ; \quad A_{sh2} = 0.3sb_{CB} \left(\frac{A_{gCB}}{A_{chCB}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$$

Ecuación 2.62. Refuerzo transversal en la viga de acople. (ACI, 2019)

Donde:

s Espaciamiento del refuerzo transversal en la viga de acople.

$$s \leq (15cm, 6d_{bCB}).$$

b_{CB} Ancho de la viga de acople.

A_{gCB} Área geométrica de la viga de acople.

A_{chCB} Área confinada de la viga de acople.

Diseño de muros de acople

Los muros de acople deben diseñarse de tal forma que induzcan un mecanismo de disipación de energía a través de la deformación inelástica reversible de las vigas de acople. Para satisfacer estas condiciones, los límites geométricos de los muros deben definirse tal como se explica en la sección 2.4. de este documento, tal que la rigidez del muro y la resistencia en cada extremo de las vigas de acople desarrollen el comportamiento del mecanismo descrito.

El diseño de un muro de acople, independientemente de si se use el método DBF o DDBD, debe ser por capacidad, tal como se explica al inicio de la sección 2.7. de este documento. Sin embargo, existe cierta discrepancia en los criterios para aplicar el método en los dos casos. Antes de proceder a explicar la diferencia, es fundamental tener claro que un muro debe contar con un diseño a flexo – compresión y otro a corte.

El diseño a flexo – compresión es un proceso de iteración y revisión del diagrama de interacción del refuerzo de acero colocado en el muro, tal que cumpla la resistencia requerida $\phi M_n \geq M_u$. El refuerzo de acero en el muro debe cumplir los parámetros según NEC15 – SE – HM, tal que tenga una cuantía máxima de refuerzo longitudinal entre el 1 y 3%. Adicional a esto, el ACI318 – 19 demanda una cuantía mínima en el alma del muro igual o mayor a 0.0025, repartido en al menos dos capas de refuerzo en la dirección de análisis.

Respecto al diseño a corte, este debe cumplir la resistencia requerida tal que $\phi V_n \geq V_e$, donde la resistencia nominal a corte V_n está dada por la siguiente expresión.

$$V_n = \left(\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y \right) A_{cv}$$

Ecuación 2.63. Cortante nominal de un muro estructural especial. (ACI, 2019)

Donde:

α_c Coeficiente que define la contribución de la resistencia del concreto a la resistencia nominal a cortante del muro.

Para $h_w/l_w \leq 1.5$: $\alpha_c = 0.25$.

Para $h_w/l_w \geq 2.0$: $\alpha_c = 0.17$.

λ Coeficiente de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas del concreto.

$\lambda = 1$ para concreto normal.

$\lambda = 0.75$ para concreto liviano.

ρ_t Cuantía del área de refuerzo transversal distribuido en la sección bruta del muro.

A_{cv} Área bruta del muro.

La gran diferencia entre el diseño por capacidad que ocupa el DBF y el DDBD, es que el primer caso utiliza los fundamentos del ACI318 – 19, de la sección 18.10., referente al diseño de muros estructurales especiales. En este sentido, el proceso diferente radica en el cálculo del cortante de diseño V_e , el cual se obtiene por medio de un cortante requerido V_u de las combinaciones de mayoración de carga, y la aplicación de un factor de sobre resistencia Ω_v y amplificación dinámica ω_v .

$$V_e = \Omega_v \omega_v V_u$$

Ecuación 2.64. Cortante de diseño de un muro estructural especial para DBF. (ACI, 2019)

Donde:

Ω_v Factor de sobre resistencia.

Para $h_{wcs}/l_w > 1.5$ el valor de Ω_v debe ser el mayor entre M_{pr}/M_u y 1.5.

Para $h_{wcs}/l_w \leq 1.5$ el valor de $\Omega_v = 1$.

ω_v Factor de amplificación dinámica.

Para $h_{wcs}/l_w < 2.0$ el valor de Ω_v debe tomarse como 1.

Para $h_{wcs}/l_w \geq 2.0$ el valor de Ω_v debe calcularse como:

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

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

Donde n_s es el número de pisos del edificio.

Por otra parte, como ya se mencionó, el DBBD sigue un diseño por capacidad simplificado propuesto por Priestley et al (2007), el cual incluye un desplazamiento de ductilidad de demanda para representar que el factor de amplificación dinámica incrementa a medida que incrementa la demanda sísmica. Esta modificación del diseño por capacidad hace obvio que el número de pisos, parámetro clave en el diseño por capacidad que se usa en el DBF (ecuación 2.64.), es insignificante ante un periodo fundamental elástico T_i del muro.

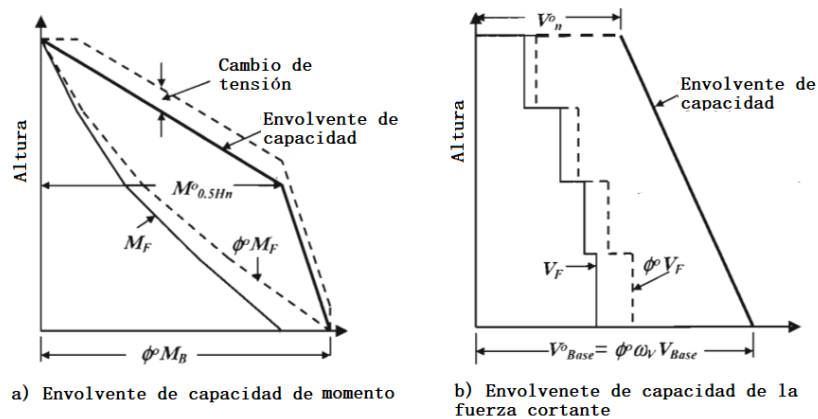


Figura 2.19 Diseño por capacidad simplificado.

Fuente: (Priestley et al, 2007).

Donde:

M_B Momento producido por las fuerzas laterales en la base del muro.

V_{Base} Cortante producido por las fuerzas laterales en la base del muro.

ϕ° Factor de sobre resistencia para capacidad a momento.

$\phi^\circ = 1.00$ para diseño a flexión.

$\phi^\circ = 1.18$ para diseño a cortante. (Para cortante, ϕ° debe ser determinado por un análisis de momento curvatura, sin embargo, usar 1.18 es un valor conservador)

$M^\circ_{0.5}$ Momento a media altura en el muro.

$$M^\circ_{0.5} = M_{Base} \phi^\circ C_{1,T} \quad ; \quad C_{1,T} = 0.4 + 0.075T_i \left(\frac{\mu}{\phi^\circ} - 1 \right) \geq 0.4.$$

ω_v Factor de amplificación dinámica.

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

Donde:

μ : Ductilidad de la estructura.

T_i : Periodo elástico fundamental de la estructura. $T_i \approx T_e/\sqrt{\mu}$

T_e : Periodo efectivo de la estructura.

Otra diferencia de la aplicación del método por capacidad del DBF y DDBD, es que en el DBF se aplica la amplificación dinámica y el factor de sobre resistencia en las combinaciones de mayoración de carga. En cambio, en el DDBD, estos factores se aplican en las fuerzas laterales por sismo, y posterior a ello, se aplica las combinaciones de mayoración de carga para encontrar la fuerza requerida.

Para que esto quede claro, en la sección ANEXOS se presenta a detalle el proceso de aplicación del DBF y DDBD, así como el diseño a capacidad de los elementos estructurales, en IV y V, correspondientemente.

2.8 Modelación de Muros de Acople

La modelación estructural está fuera del alcance de este documento, por lo que en esta sección se pretende únicamente explicar de forma breve algunas consideraciones para tener en cuenta en el proceso de modelamiento de muros de acople.

En general, un modelo matemático de la estructural debe incluir todos los elementos que forman la tipología estructural y la distribución espacial de rigidez y masa. La tipología desarrollada en este estudio está compuesta por pórticos y muros de acople, cuyo comportamiento de la estructura está influenciado principalmente en el comportamiento de los muros. Por tal motivo, los pórticos tienen únicamente la finalidad de resistir y repartir las cargas gravitacionales.

Para lograr este objetivo, en cualquier programa computacional que se use, la condición de apoyo de las columnas debe restringir el momento que generan las cargas sísmicas. Esta condición permite al modelo entender que los pórticos sólo resisten carga vertical, y los muros son los encargados de absorber toda la carga sísmica.

Las vigas y columnas deben modelarse como elementos tipo Frame, mientras que los muros y vigas de acople, con elementos tipo Shell. Los elementos tipo Shell deben discretizarse de tal forma que la carga se reparta similar a la realidad. Adicionalmente, para el caso de los muros y vigas de acople, debe utilizarse etiquetas Pier y Spandrel, respectivamente.

Agrietamiento de las secciones de los elementos estructurales

La NEC15 – SE – DS establece que el cálculo de rigidez y deriva máxima de la estructura, debe tener en cuenta la inercia agrietada de los elementos estructurales, para el caso de estructuras de hormigón armado o mampostería.

Tabla 2.30 Inercia agrietada de los elementos estructurales

Elementos estructurales	Inercia agrietada	Fuente
Vigas	$0.5 I_g$	NEC15 – SE – DS 6.1.6.b.
Columnas	$0.8 I_g$	NEC15 – SE – DS 6.1.6.b.
Muros	$0.6 I_g$	NEC15 – SE – DS 6.1.6.b.
Vigas de acople	$0.35 I_g$	Reporte final UCLA

Donde:

I_g Valor no agrietado de inercia de la sección transversal del elemento.

Carga sísmica reactiva W

La carga sísmica representada por la carga reactiva W , independientemente de que se use DBD o DDBD, debe definirse acorde a la tabla 2.31.

Tabla 2.31 Inercia agrietada de los elementos estructurales

Uso	Carga reactiva W
Caso general	$W = D$
Bodegas y almacenaje	$W = D + 0.25 L_i$

Fuente: NEC15 – SE – DS (MIDUVI, 2014)

Donde:

D Carga muerta total de la estructura.

L_i Carga viva de piso i

En el ANEXO VI se presenta el modelamiento en ETABS de una de las geometrías propuestas, desde el ingreso de los parámetros iniciales hasta la visualización de resultados de fuerzas internas.

3 RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

3.1 Resultados

Dimensiones de los elementos estructuras aplicadas en el DBF y DDBD

Las dimensiones de los elementos que conforman la estructura se determinaron a partir de los límites dimensionales de la normativa NEC15 – SE – HM y el ACI318 – 19, y según las sollicitaciones de diseño de los métodos DBF y DDBD.

Tabla 3.1 Dimensiones de los elementos estructurales usados en DBF y DDBD

Elemento	Parámetro	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Vigas	Altura viga, h_v	0.35 m	0.40 m	0.30 m
	Ancho viga, b_v	0.25 m	0.30 m	0.40 m
Columnas	Altura columna, h_c	0.45 m	0.70 m	0.85 m
	Ancho columna, b_c	0.45 m	0.70 m	0.85 m
Muros de acople	Longitud del muro de acople, l_w	2.40 m	3.00 m	3.30 m
	Ancho del muro de acople, b_w	0.40 m	0.35 m	0.55 m
Vigas de acople	Longitud de la viga de acople, l_{CB}	1.20 m	1.00 m	1.00 m
	Altura de la viga de acople, h_{CB}	1.00 m	1.00 m	1.00 m
	Ancho de la viga de acople, b_{CB}	0.40 m	0.35 m	0.35 m

Elaborado por: Jonathan Álvarez

En la figura 2.3. se presenta un esquema en elevación y en planta de la geometría de vigas y muros de acople, que permite conocer a que se refiere cada parámetro descrito en la tabla 3.1.

Resultados del método Diseño Basado en Fuerzas

A continuación, se muestra los resultados obtenidos de cortante basal y derivas inelásticas máximas de cada geometría propuesta. Adicionalmente, se presenta las fuerzas sísmicas que absorben los muros y vigas de acople en la base de la estructura.

Tabla 3.2 Cortante Basal de la Estructura con DBF

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Cortante basal de la estructura, V	357.12 T	277.06 T	298.66 T

Elaborado por: Jonathan Álvarez

Tabla 3.3 Derivas inelásticas máximas en DBF

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Deriva inelástica máxima	0.42 %	0.72 %	0.85 %
Comprobación NEC 15. <2%	OK	OK	OK

Elaborado por: Jonathan Álvarez

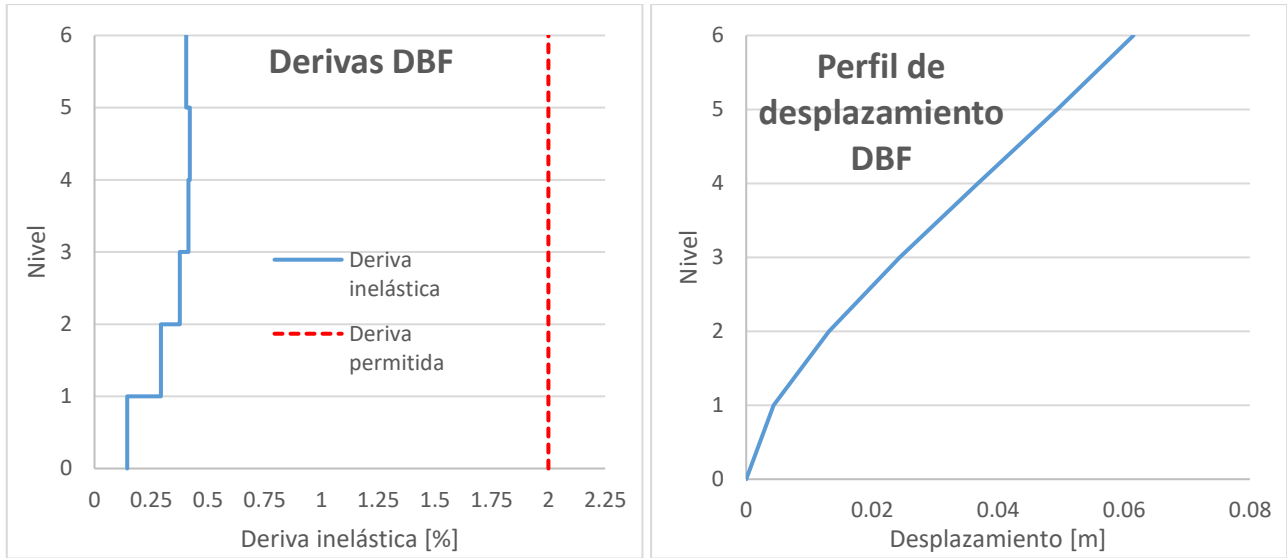


Figura 3.1 Derivas inelásticas y perfil de desplazamiento en DBF de la geometría 1.

Elaborado por: Jonathan Álvarez

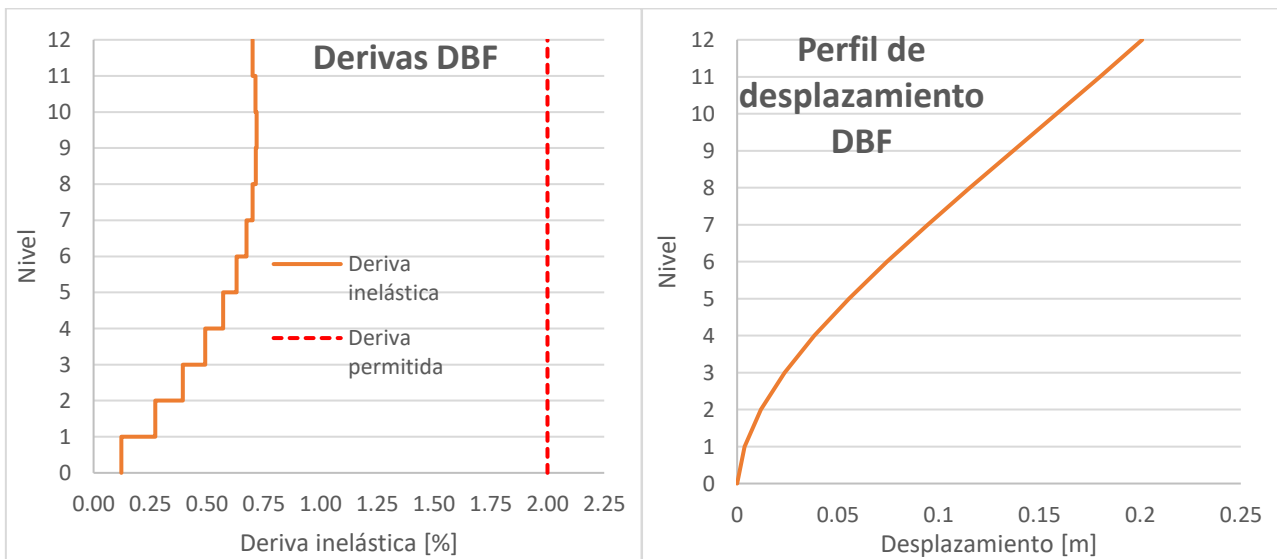


Figura 3.2 Derivas inelásticas y perfil de desplazamiento en DBF de la geometría 2.

Elaborado por: Jonathan Álvarez

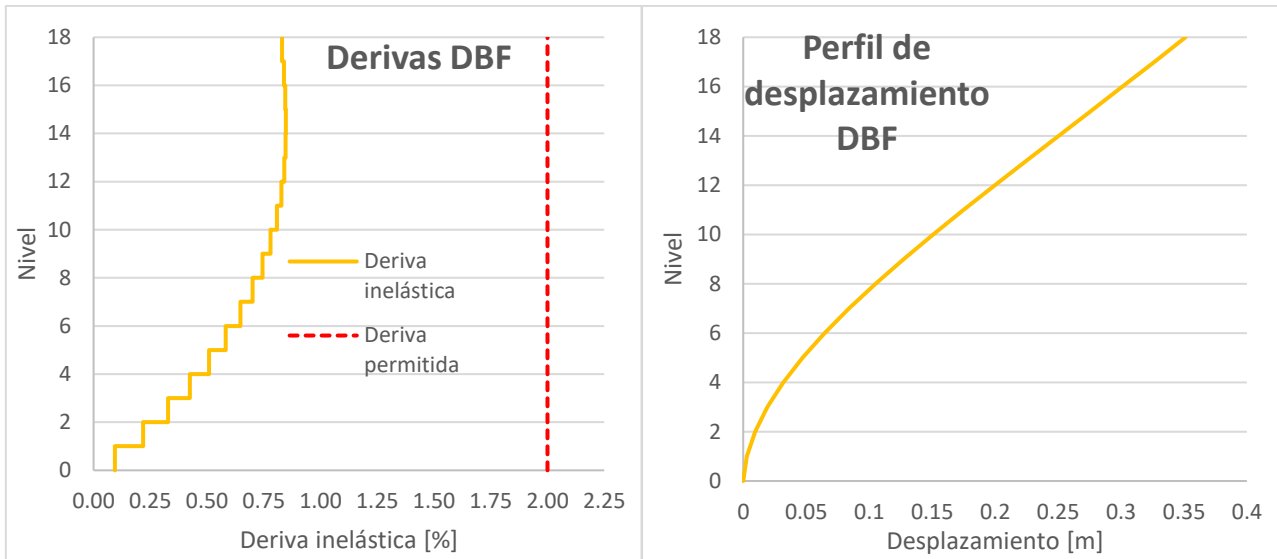


Figura 3.3 Derivas inelásticas y perfil de desplazamiento en DBF de la geometría 3.

Elaborado por: Jonathan Álvarez

Tabla 3.4 Fuerzas sísmicas que absorben los muros y vigas de acople en la base de la estructura en DBF

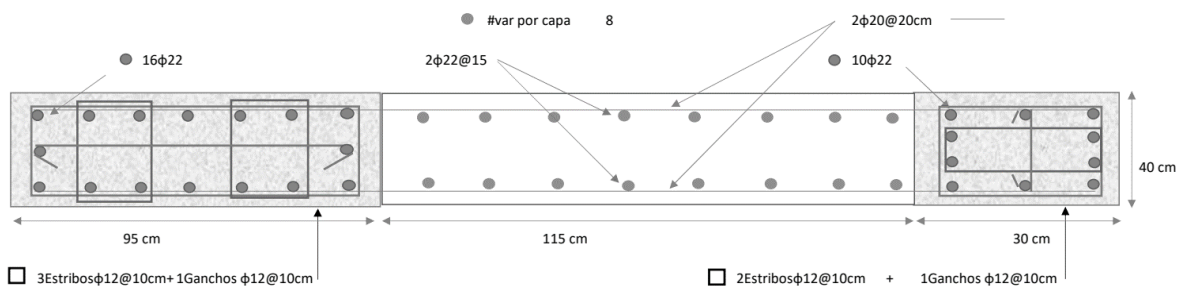
	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Cortante Basal en el muro de acople	87.69 T	71.46 T	78.39 T
Momento Basal en el muro de acople	276.59 Tm	345.58 Tm	535.54 Tm
Cortante Basal en la viga de acople	96.42 T	71.06 T	68.60 T

Elaborado por: Jonathan Álvarez

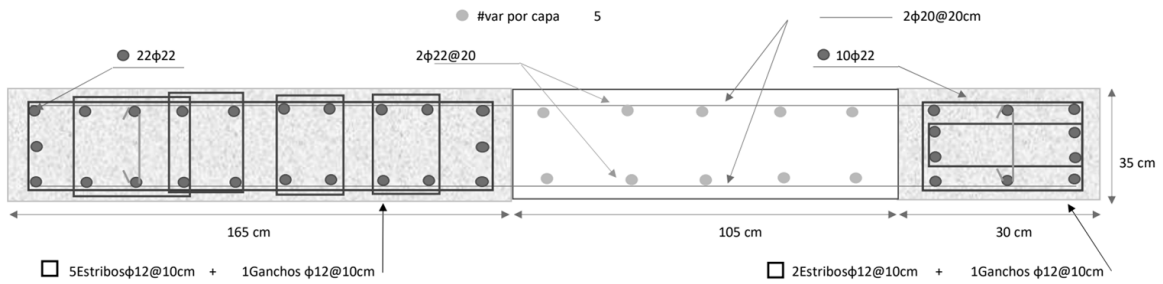
Diseño de los elementos estructurales en DBF

El diseño de los elementos estructurales sigue un diseño por capacidad, tal como se explicó en secciones anteriores de este documento. En las siguientes ilustraciones se presenta el armado de los muros y vigas de acople en la base de la estructura, para cada geometría propuesta.

Muros geometría 1 DBF



Muros geometría 2 DBF



Muros geometría 3 DBF

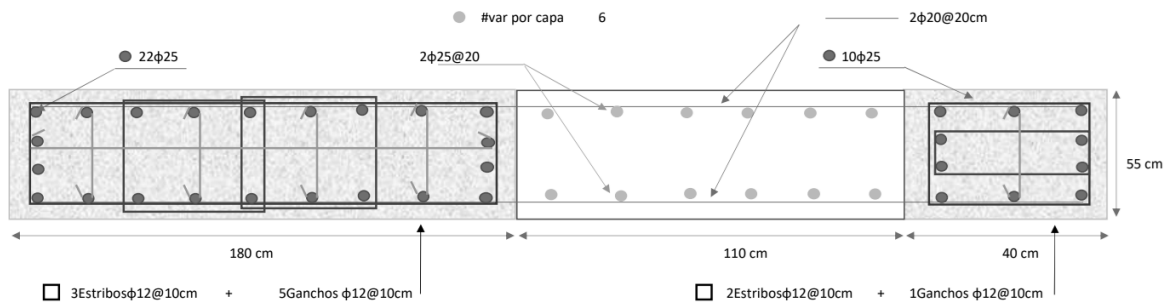
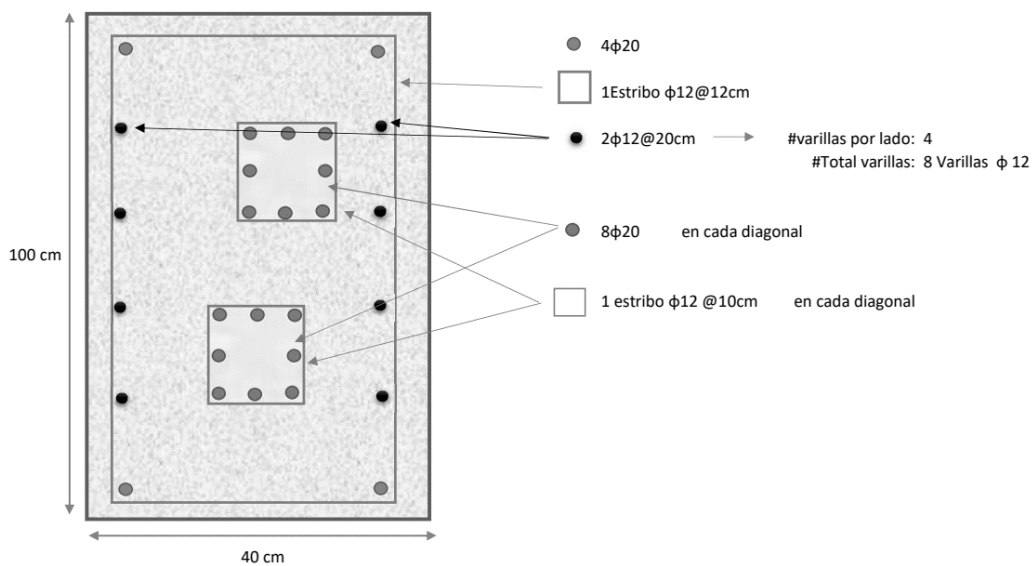
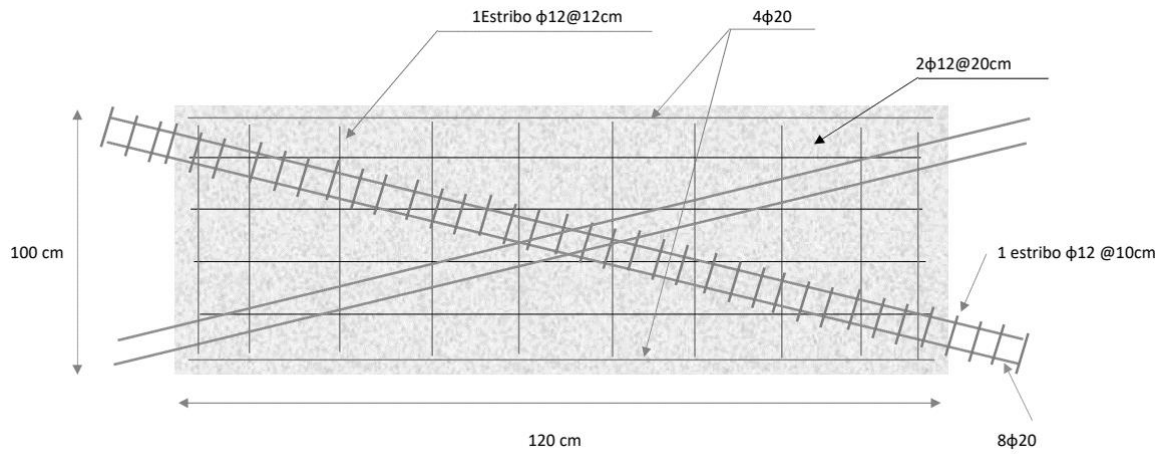


Figura 3.4 Esquema de diseño del muro de acople para DBF geometría 1, 2 y 3.

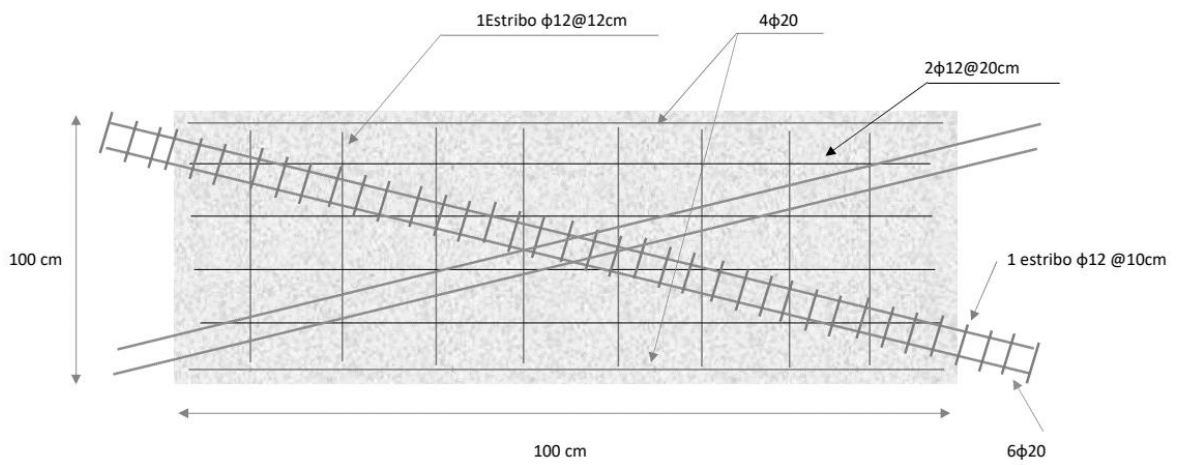
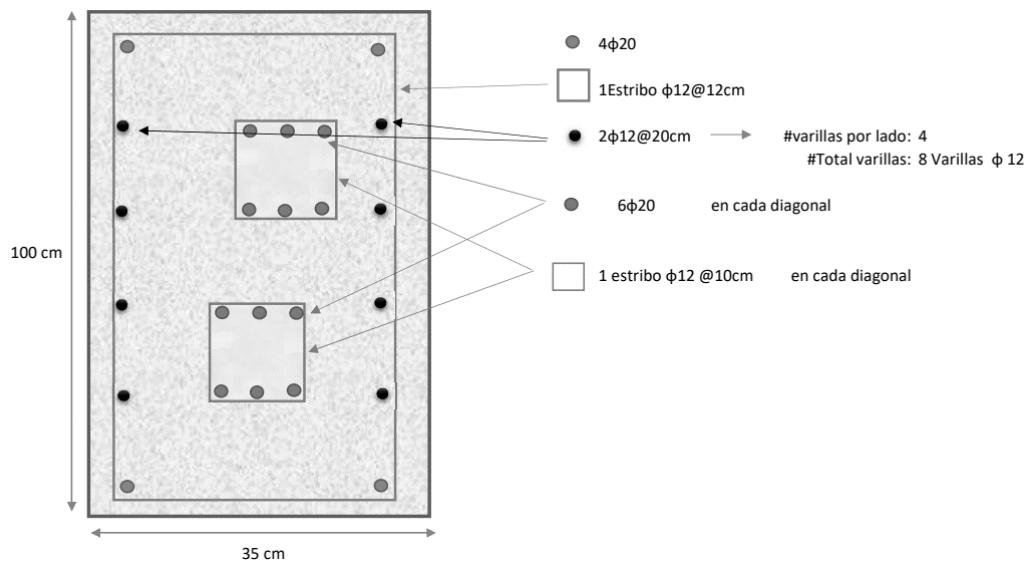
Elaborado por: Jonathan Álvarez

Vigas de acople geometría 1 DBF





Vigas de acople geometría 2 DBF



Vigas de acople geometría 3 DBF

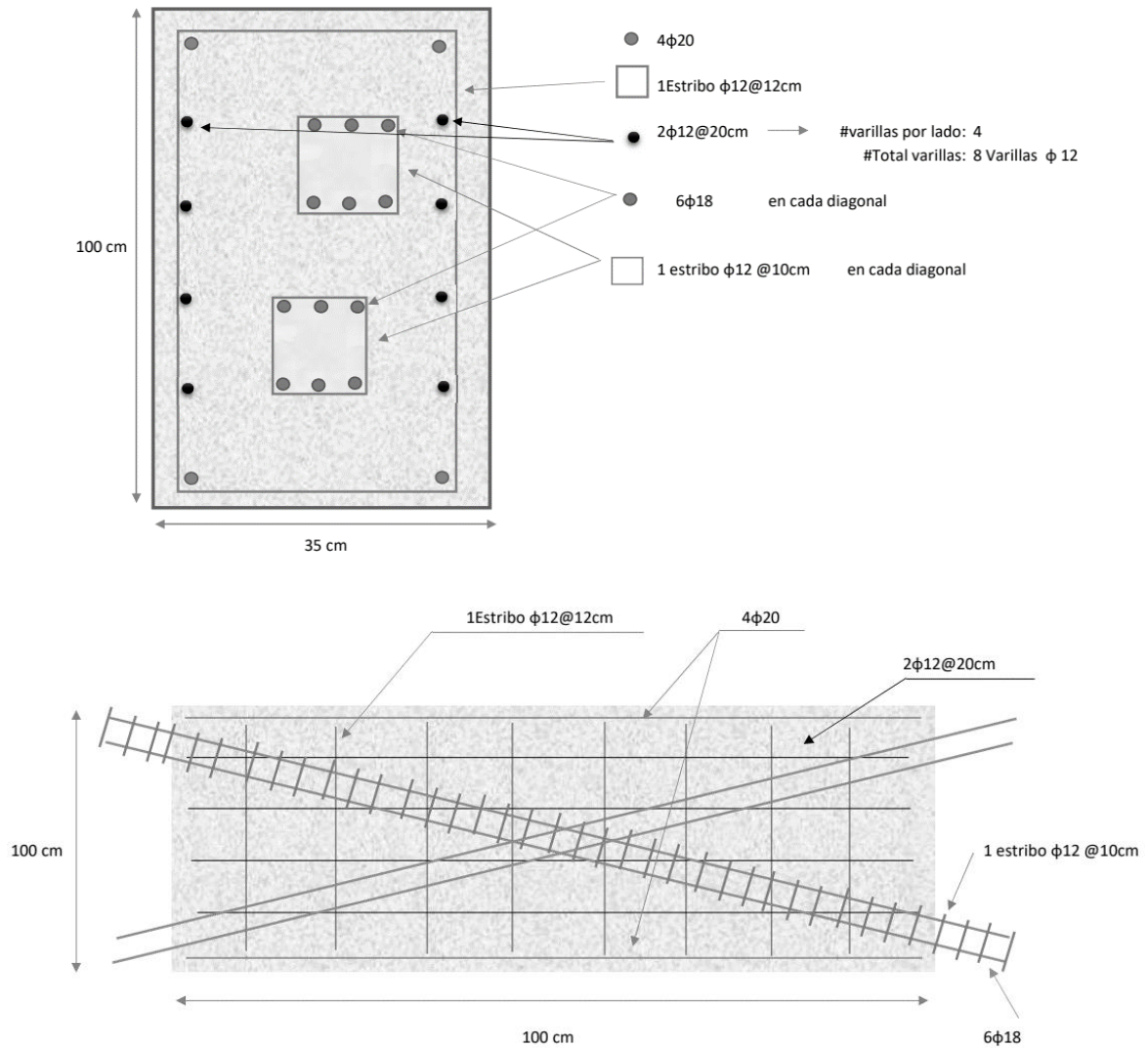


Figura 3.5 Esquema de diseño de la viga de acople para DBF geometría 1, 2 y 3.

Elaborado por: Jonathan Álvarez

Resultados del método Diseño Basado en Desplazamientos

En las tablas y figuras expuestas a continuación, se presenta los resultados obtenidos de cortante basal y derivas inelásticas máximas de cada geometría propuesta. Además, se presenta las fuerzas sísmicas que absorben los muros y vigas de acople en la base de la estructura.

Tabla 3.5 Cortante Basal de la Estructura con DDBD

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Cortante basal de la estructura, V	201.01 T	140.15 T	116.89 T

Elaborado por: Jonathan Álvarez

Tabla 3.6 Derivas inelásticas máximas en DDBD

	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Deriva inelástica máxima	1.72 %	1.19 %	0.81 %
Comprobación NEC 15. <2%	OK	OK	OK

Elaborado por: Jonathan Álvarez

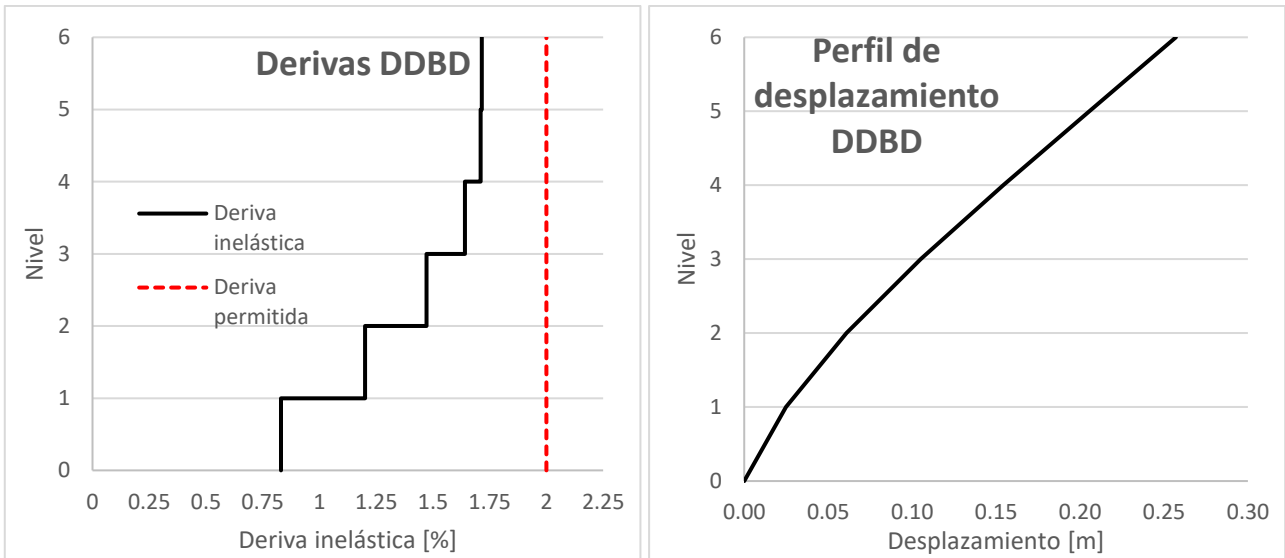


Figura 3.6 Derivas inelásticas y perfil de desplazamiento en DDBD de la geometría 1.

Elaborado por: Jonathan Álvarez

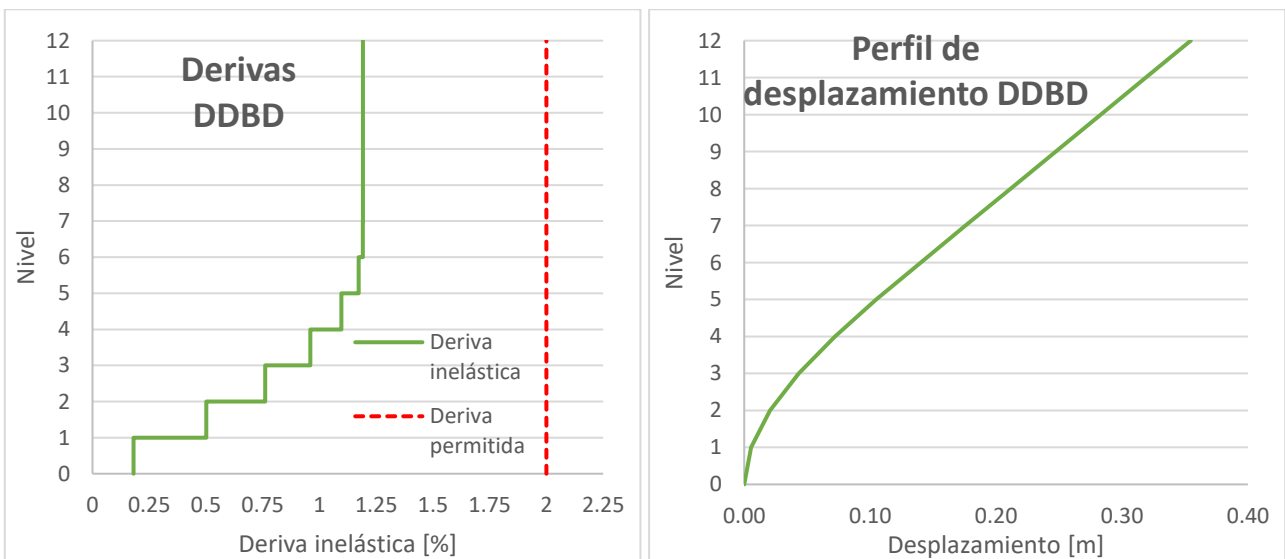


Figura 3.7 Derivas inelásticas y perfil de desplazamiento en DDBD de la geometría 2.

Elaborado por: Jonathan Álvarez

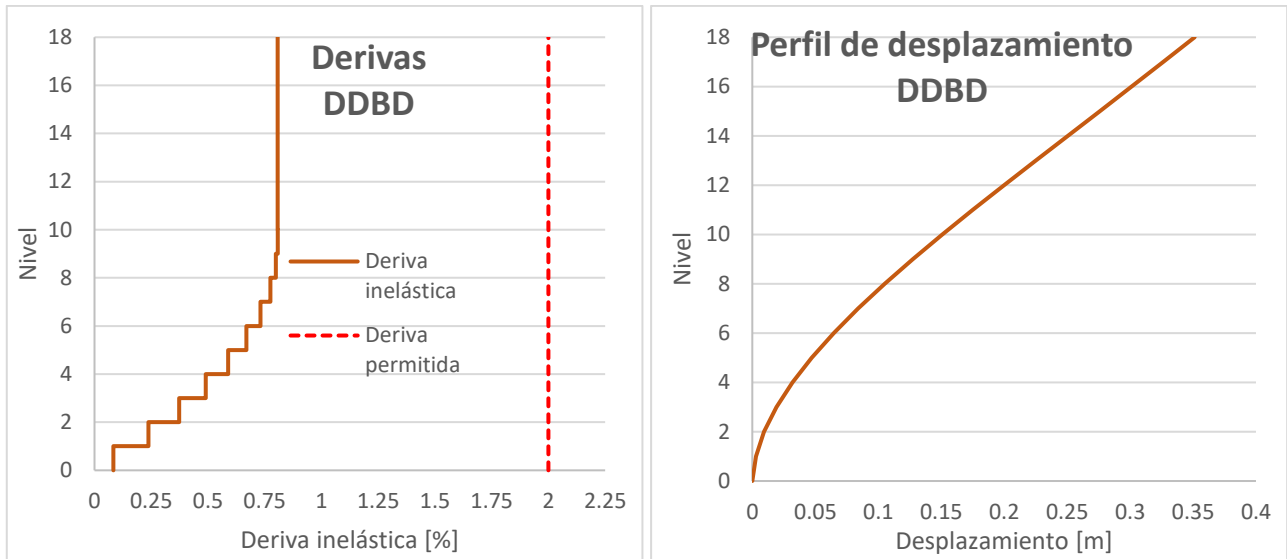


Figura 3.8 Derivas inelásticas y perfil de desplazamiento en DDBD de la geometría 3.

Elaborado por: Jonathan Álvarez

Tabla 3.7 Fuerzas sísmicas que absorben los muros y vigas de acople en la base de la estructura en DDBD

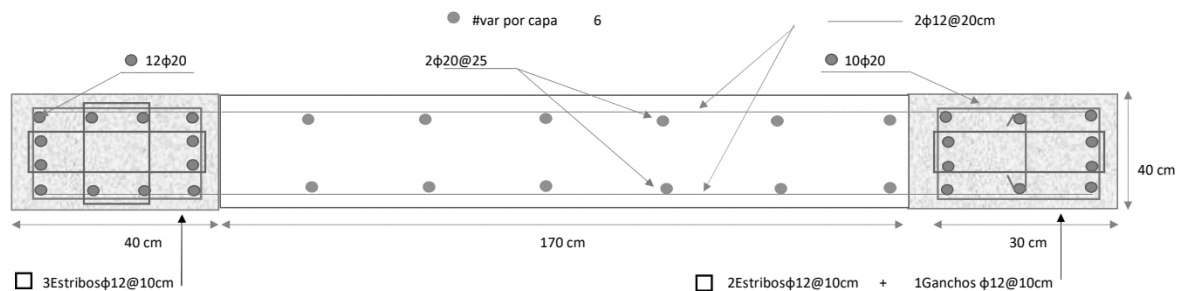
	Geometría 1	Geometría 2	Geometría 3
Cortante Basal en el muro de acople	35.18 T	14.02 T	11.69 T
Momento Basal en el muro de acople	455.89 Tm	353.18 Tm	432.39 Tm
Cortante Basal en la viga de acople	18.09 T	22.07 T	16.76 T

Elaborado por: Jonathan Álvarez

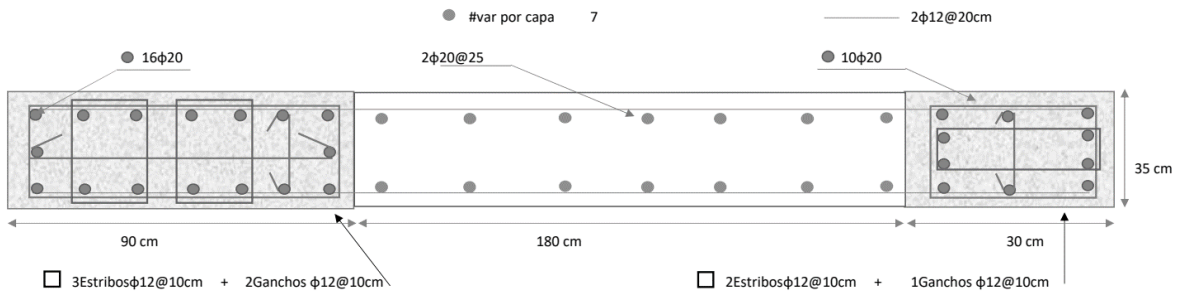
Diseño de los elementos estructurales en DDBD

En las ilustraciones descritas en esta sección, se exhibe el esquema de diseño de cada muro y viga de acople en la base de la estructura, para cada geometría propuesta.

Muros geometría 1 DDBD



Muros geometría 2 DDBD



Muros geometría 3 DDBD

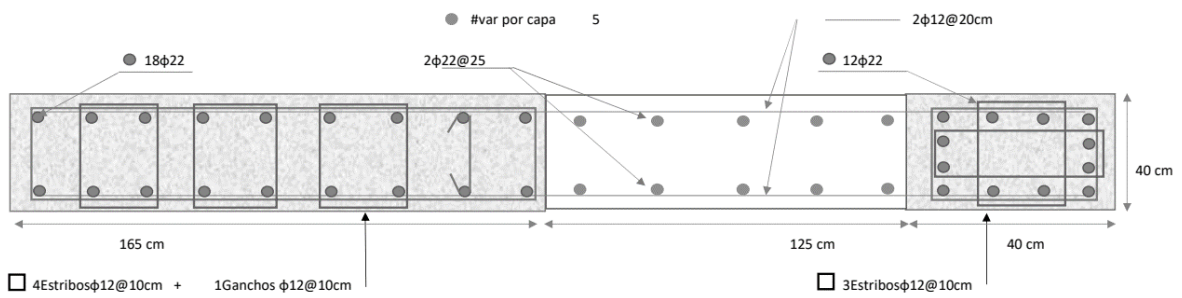
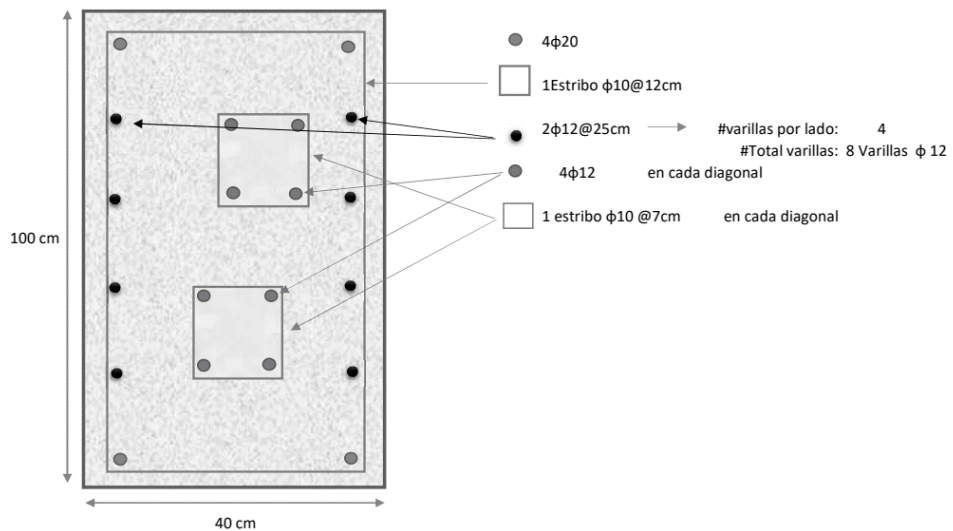
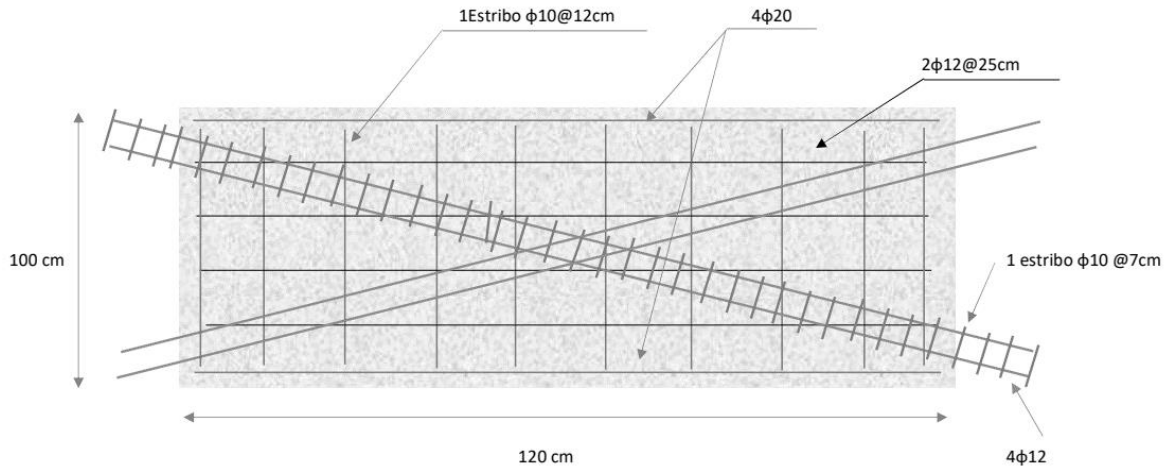


Figura 3.9 Esquema de diseño del muro de acople para DDBD geometría 1, 2 y 3.

Elaborado por: Jonathan Álvarez

Vigas de acople geometría 1 DDBD





Vigas de acople geometría 2 y 3 DDBD

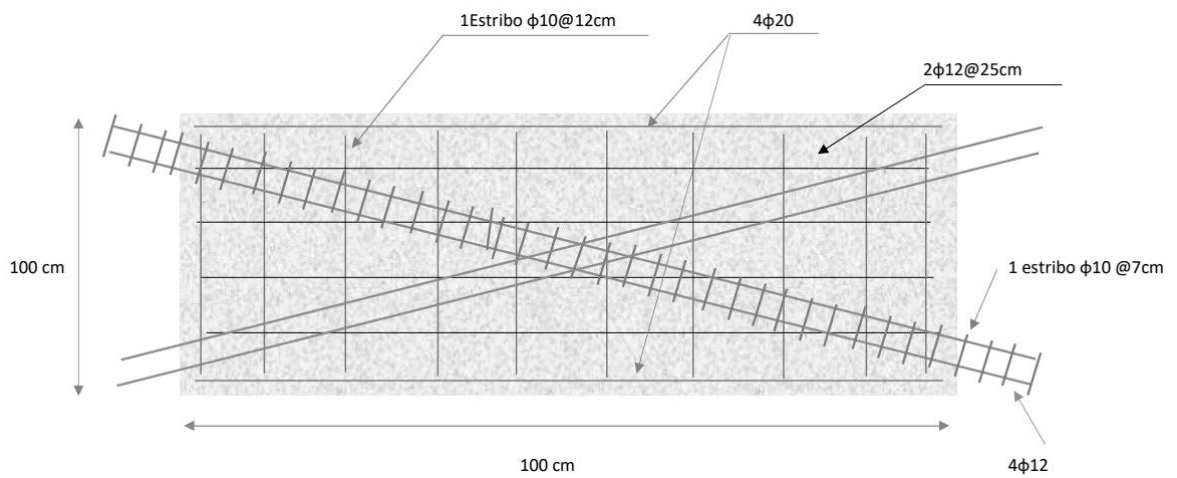
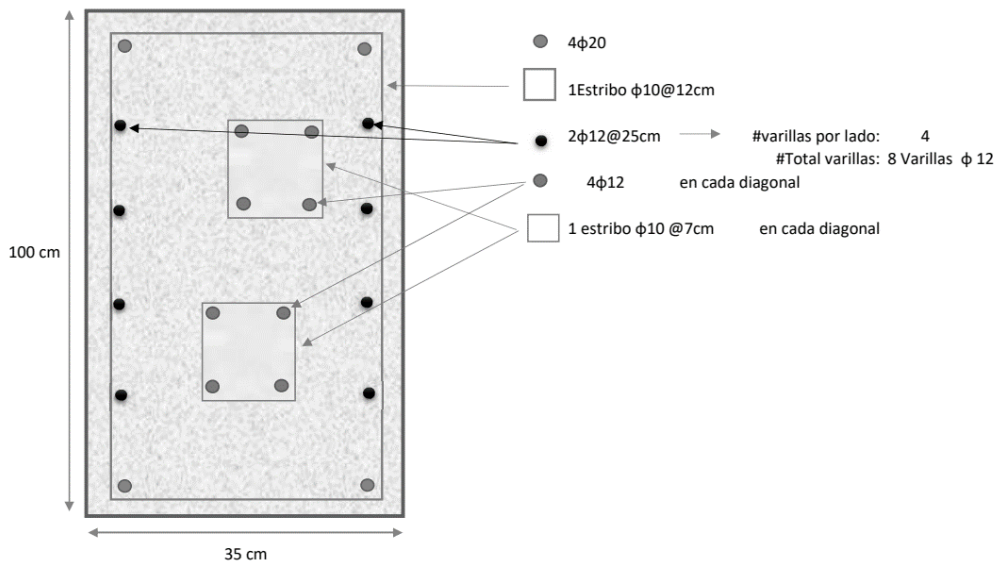


Figura 3.10 Esquema de diseño de la viga de acople para DDBD geometría 1, 2 y 3.

Elaborado por: Jonathan Álvarez

Comparación de resultados entre DBF y DDBD

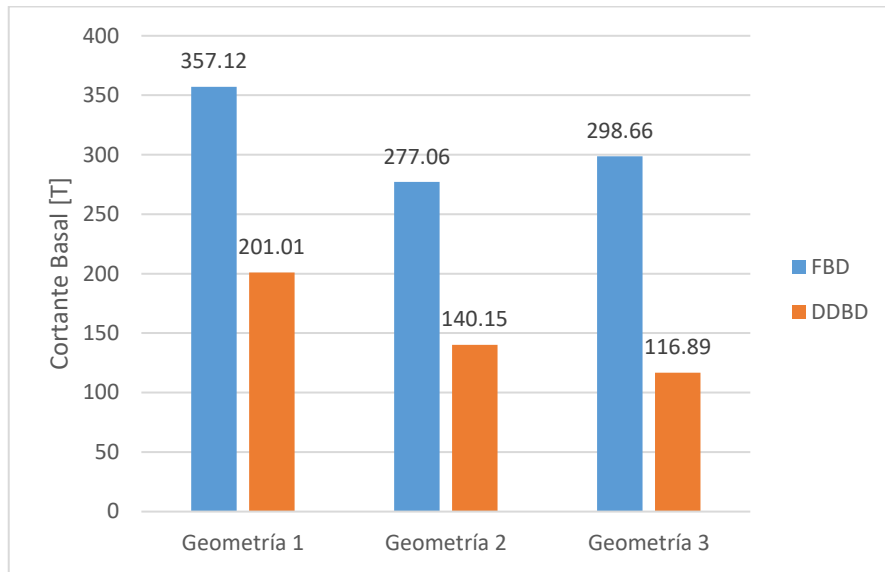


Figura 3.11 Comparación de cortante basal de la estructura entre DBF y DDBD.

Elaborado por: Jonathan Álvarez

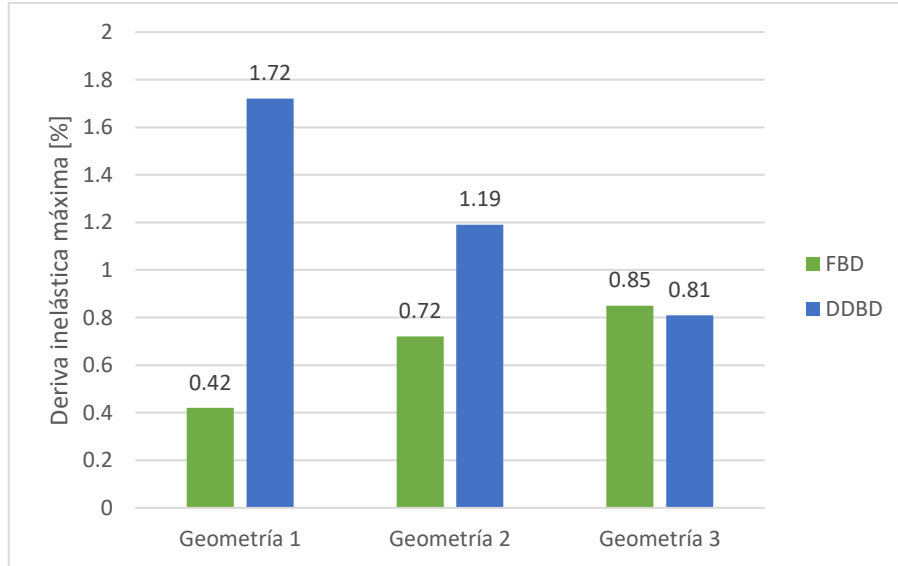


Figura 3.12 Comparación de deriva máxima inelástica entre DBF y DDBD.

Elaborado por: Jonathan Álvarez

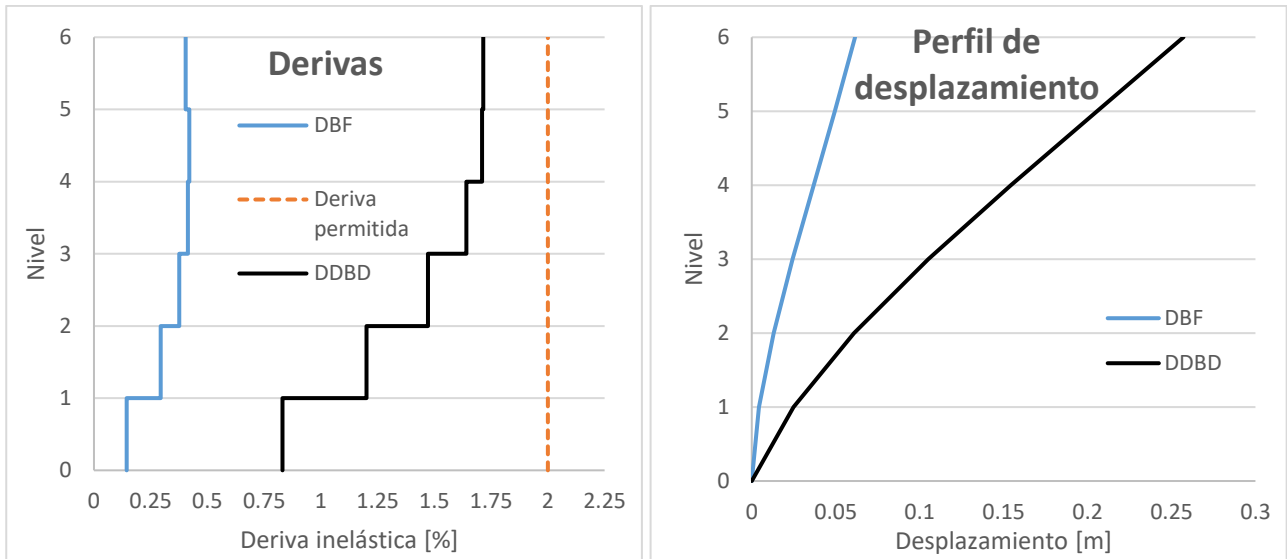


Figura 3.13 Comparación de derivas inelásticas y perfil de desplazamiento entre DBF y DDBD de la geometría 1.

Elaborado por: Jonathan Álvarez

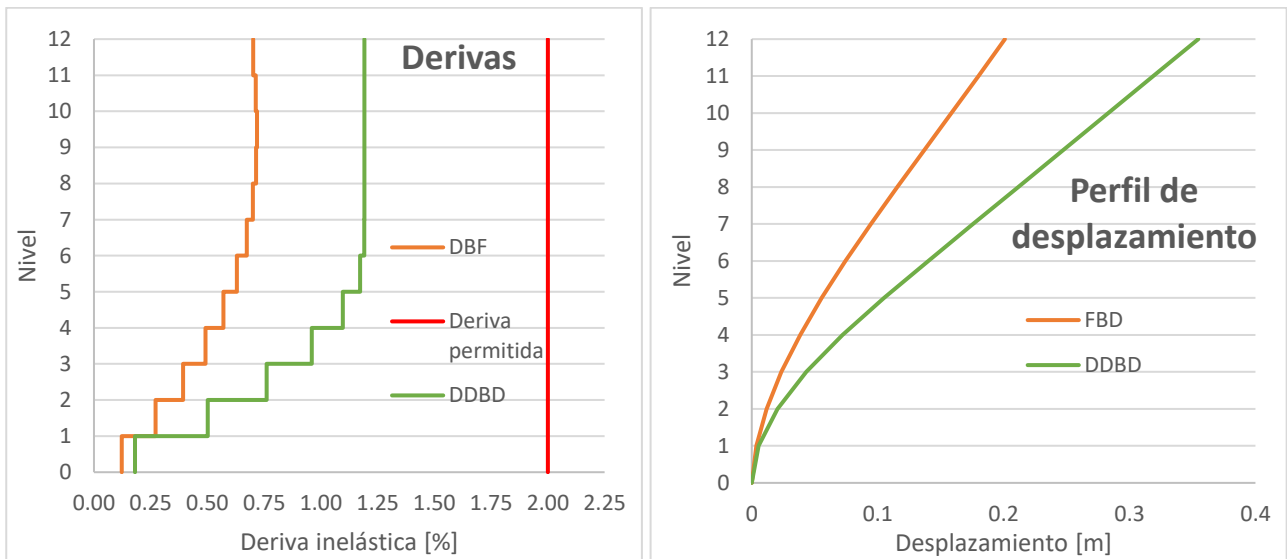


Figura 3.14 Comparación de derivas inelásticas y perfil de desplazamiento entre DBF y DDBD de la geometría 2.

Elaborado por: Jonathan Álvarez

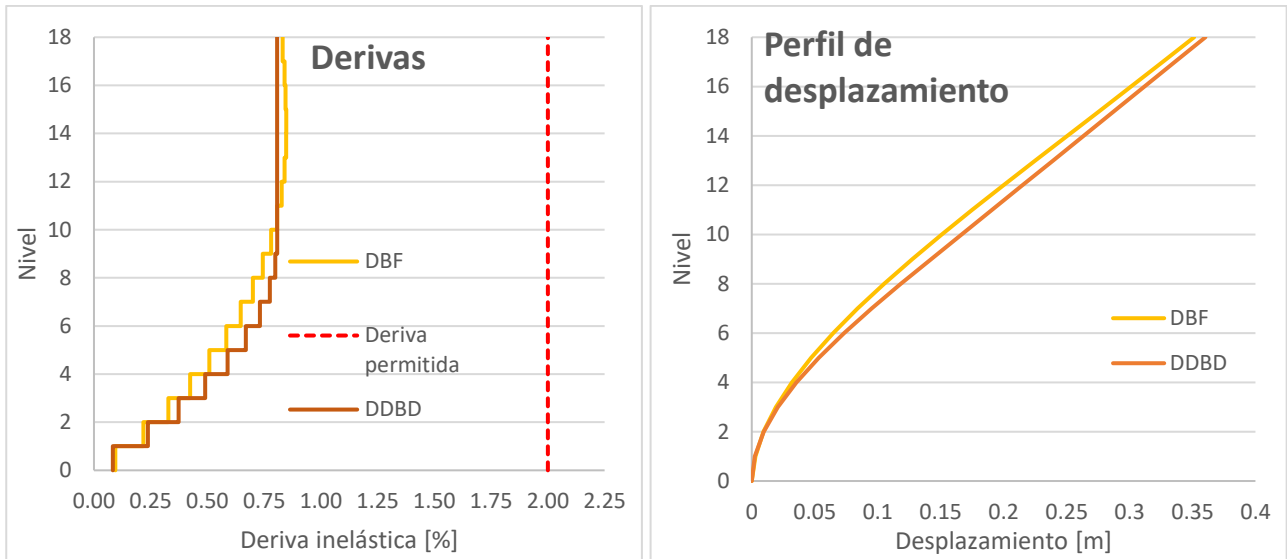


Figura 3.15 Comparación de derivas inelásticas y perfil de desplazamiento entre DBF y DDBD de la geometría 3.

Elaborado por: Jonathan Álvarez

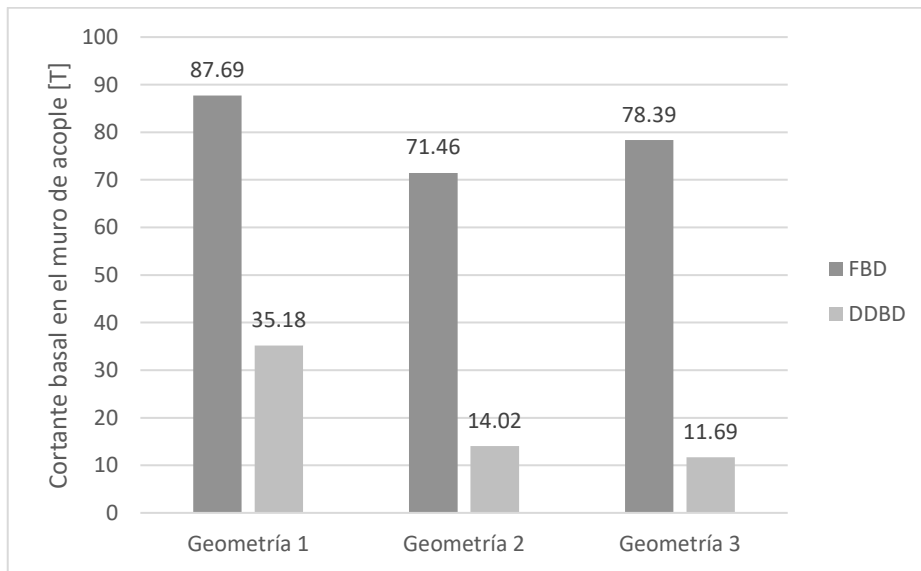


Figura 3.16 Comparación de cortante basal que absorbe un muro de acople entre DBF y DDBD.

Elaborado por: Jonathan Álvarez

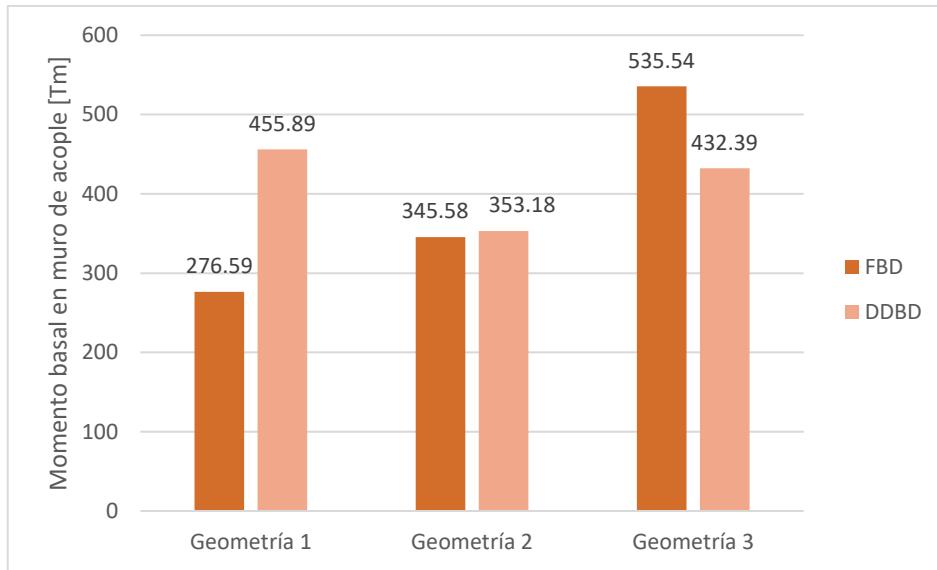


Figura 3.17 Comparación de momento basal que absorbe un muro de acople entre DBF y DDBD.

Elaborado por: Jonathan Álvarez

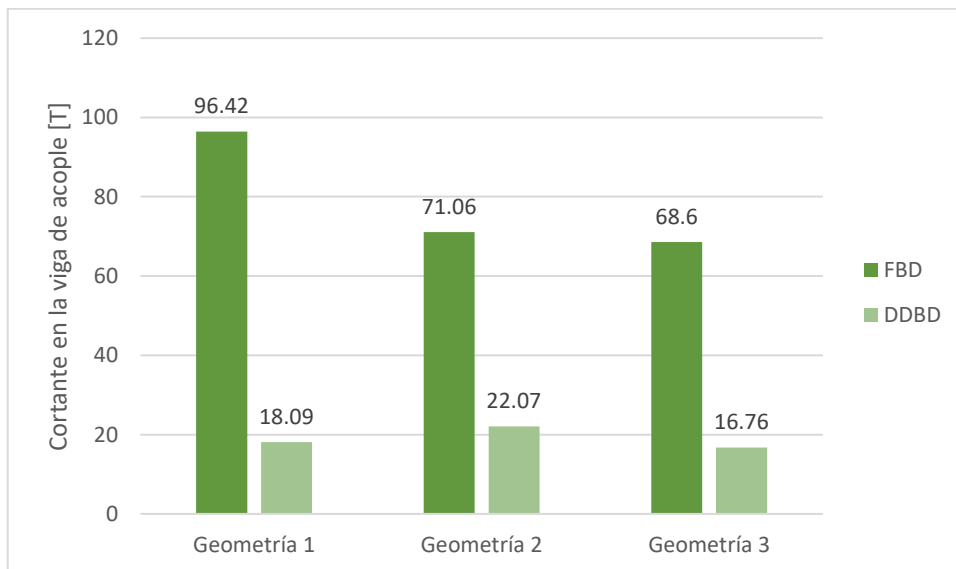


Figura 3.18 Comparación de cortante basal que absorbe la viga de acople entre DBF y DDBD.

Elaborado por: Jonathan Álvarez

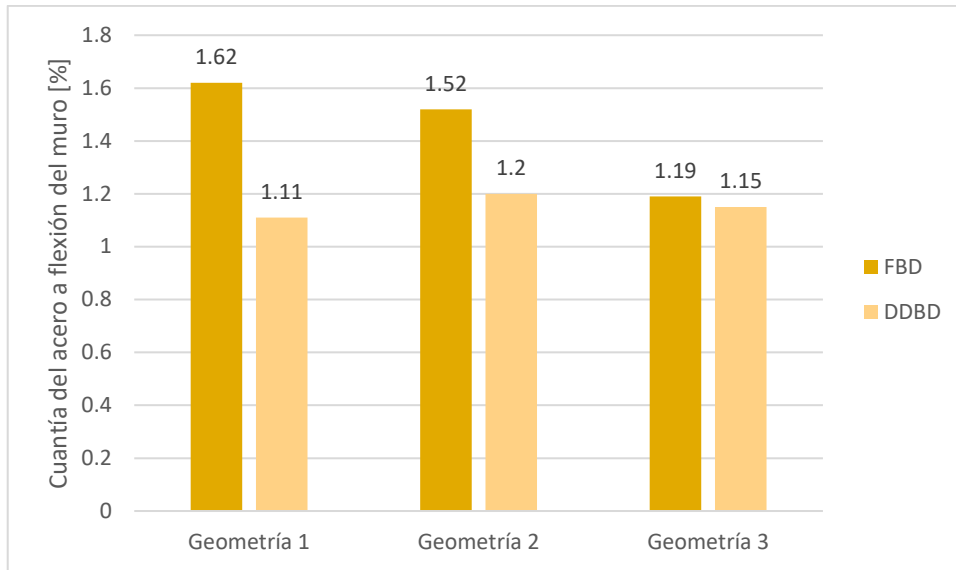


Figura 3.19 Comparación de cuantía en los muros de acople entre DBF y DDBD.

Elaborado por: Jonathan Álvarez

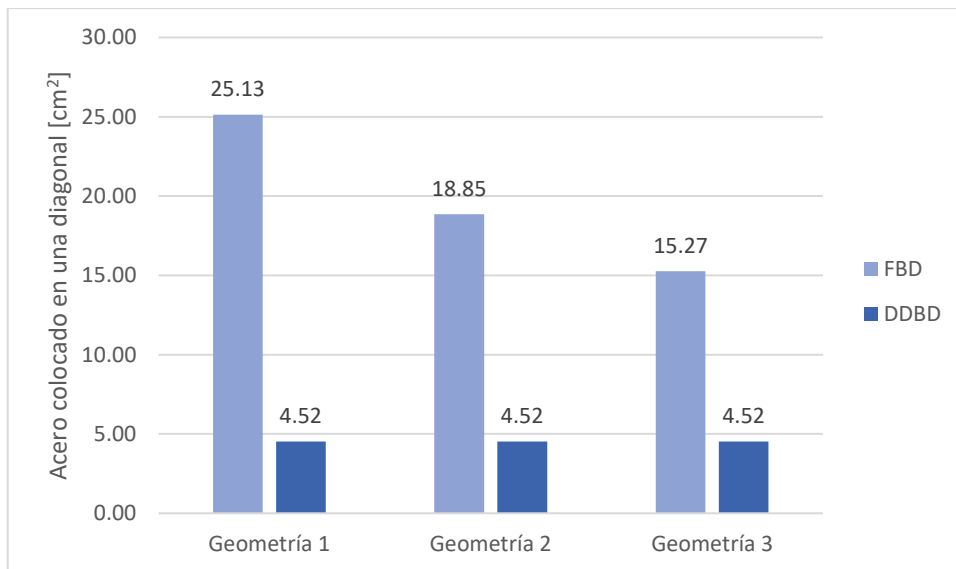


Figura 3.20 Acero colocado en la diagonal de la viga de acople en la base entre DBF y DDBD.

Elaborado por: Jonathan Álvarez

3.2 Conclusiones

El parámetro más importante en el método de Diseño Basado en Fuerzas es el factor de reducción sísmica R , pues de este depende la magnitud de cortante basal en la estructura. En este sentido, esta metodología se torna complicada, ya que el gran desafío es plantear un R de tal manera que la demanda de ductilidad sea similar al comportamiento real de la estructura, lo cual solo es posible en el método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos.

Los resultados obtenidos en este trabajo de titulación reflejan esta deficiencia. En la figura 3.11. se presenta la comparación del cortante basal para DBF y DDBD en cada geometría desarrollada. En el caso del DBF, los resultados obtenidos son mucho mayores a los del DDBD, lo que implica que el valor de R usado para esta tipología estructural, muros de acople, no tienen relación con el comportamiento de la estructura y resulta, para este caso, un sobredimensionamiento de la estructura.

Uno de los objetivos del diseño es optimizar la estructura tal que no resulte en una gran inversión económica. Tener una estructura sobredimensionada no cumple este objetivo, por tanto, el método de Diseño Basado en Fuerzas y la mala elección de un factor de reducción sísmica R , es antieconómico.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción plantea una deriva inelástica máxima de piso del 2%, valor que si se compara con otras normativas, es muy elevado. La ventaja de usar la metodología DDBD es que este valor de deriva es un parámetro inicial de diseño, y puede ser alcanzado por la estructura sin una previa iteración, como en DBF. En cambio, la deriva inelástica en DBF es un parámetro que se obtiene como resultado de aplicar este, lo que resulta en un proceso de iteración.

En la figura 3.12., 3.13. y 3.14. de este documento se muestra la comparación de derivas máximas inelásticas obtenidas para DBF y DDBD para cada geometría. Esta gráfica certifica lo anterior mencionado, que en DDBD se puede llegar a una deriva máxima inelástica objetivo sin iteración. Esta ventaja permite que el método de DDBD sea más fácil y requiera menos tiempo para obtener los resultados y, que además, implique que la estructura sea la óptima, no solo en el comportamiento estructural, sino que también de forma económica.

Es necesario aclarar que la deriva inelástica en el DDBD para las geometrías propuestas, no llegan al 2 % (deriva objetivo) ya que la demanda sísmica usada en este trabajo es baja.

También, este es una de las razones por la que la geometría 3 (figura 3.15) no presenta diferencias en las derivas y perfiles de desplazamiento entre FBD y DDBD.

En la figura 3.16. y 3.17. se presentan los resultados de cortante y momento basal que absorbe un muro de acople entre DBF y DDBD para cada geometría, correspondientemente. Como el cortante basal en la estructura es mayor para DBF, implica que el cortante basal que absorbe un muro de acople también es mayor. Sin embargo, lo interesante es en los resultados de momento basal, ya que existe cierta similitud de resultados, sobre todo para la geometría 2 y 3, lo que involucra un diseño similar a flexión de los muros.

El motivo de esto se debe al uso de un factor β_{CB} en el método DDBD, que fracciona la fuerza sísmica que absorbe el muro y la viga de acople, de la fuerza total de la estructura. El control de este parámetro está en función del volcamiento del muro debido a las vigas de acople, y el desplazamiento de diseño de la estructura.

En la figura 3.19. se exhibe la comparación de cuantía del diseño a flexo – compresión de los muros para las diferentes geometrías propuestas. En sí, no existe una diferencia grande respecto a los otros resultados comparados. Sin embargo, se debe tener en cuenta que la sección geométrica de los muros y vigas de acople fue la misma para el DBF y DDBD.

Respecto a las vigas de acople, en la figura 3.18. y 3.20. se presenta una comparación de cortante basal que absorbe y acero colocado en cada diagonal de la viga, respectivamente. En este sentido, los valores de DDBD son un 80% menos que los del DBF. El motivo de esto se debe al factor β_{CB} . La preocupación de esto radica en la figura 3.20. la cual presenta el acero colocado, donde para todas las geometrías es un acero mínimo. Adicionalmente, Priestley et al (2007) propone que la fuerza de corte en todas las vigas de acople es igual en todos los pisos, dando como resultado para este trabajo que todas las vigas de acople de la estructura tengan un acero mínimo en las diagonales.

3.3 Recomendaciones

Recomendaciones generales

El objetivo principal de este trabajo es comparar los resultados entre las dos metodologías de diseño sísmico, DBF y DDBD. Para ello, se ha considerado evaluar únicamente la influencia de la configuración geométrica de la estructura usando una demanda sísmica baja o asumir una igual geometría para la aplicación de estos dos métodos. Por tal motivo, la recomendación principal radica en aplicar estos métodos usando diferentes tipos de demanda sísmica.

A continuación, se presenta recomendaciones para la aplicación de la metodología de DBF y DDBD en la tipología de muros de acople.

Recomendaciones para la aplicación del DBF

Uno de los parámetros más importantes para aplicar el DBF es el factor de reducción sísmica R , ya que incluye factores como tipo de estructura, ductilidad de la estructura, tipo de suelo, aspectos constructivos, etc. La NEC15 – SE – DS presenta una tabla de estos coeficientes R según la tipología estructural en la sección 6.3.4.d. Sin embargo, carece de información para ciertas tipologías, como es el caso de los muros de acople. Para un análisis más profundo, se recomienda usar los valores descritos en la norma ASCE-7.

El uso de un factor de reducción sísmica R , parámetro indispensable para la aplicación de este método, obliga al diseñador a utilizar el método de diseño por capacidad. Según la tipología a desarrollar, se debe tener en cuenta los mecanismos plásticos en los elementos estructurales y los chequeos que los garanticen, como por ejemplo, para la tipología de pórticos, el chequeo de conexión viga-columna.

Las secciones de los elementos estructurales tienen que cumplir los requisitos mínimos dimensionales, tal que cumpla las características de la tipología a usar. Para el caso de estructuras de hormigón armado, la norma base para plantear estas secciones, desde un prediseño, es el ACI318 – 19.

Toda la metodología de DBF presentada en este documento se fundamenta en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, cuyos parámetros, como el espectro elástico de aceleraciones, se basan en las condiciones del país. Es importante que antes de aplicar esta metodología se tenga en cuenta las condiciones y la normativa que rige el lugar de emplazamiento de la estructura a diseñar.

Los resultados que se obtienen al aplicar el DBF pueden ser comprobados mediante un programa computacional, tal como ETABS. Esta comprobación es vital para asegurar al diseñador, que los cálculos son correctos.

Recomendaciones para la aplicación del DDBD

La metodología de aplicación del DDBD puede variar según la tipología a diseñar, pues cada tipología tiene ciertos elementos estructurales que caracterizan el comportamiento de esta. Por ejemplo, la metodología descrita en este documento corresponde a la tipología de muros de acople, la cual usa ciertos ábacos, parámetros y ecuaciones en función del comportamiento de los muros y vigas de acople. En el caso de diseñar una tipología

diferente a esta, se deberá seguir la metodología propuesta por Priestley et al (2007), según corresponda.

Uno de los primeros pasos para la aplicación del DDBD en muros de acople es elegir la fracción de momento que la viga de acople absorbe del momento total de la base del muro β_{CB} . Este parámetro debe estar en el rango de 0.25 a 0.75, y debe ser iterado de tal forma que evite el volcamiento del muro debido a la fuerza de corte en las vigas de acople producida por las fuerzas sísmicas.

La bibliografía utilizada para DBF y DDBD, discrepan en la manera de definir ciertos parámetros, como es el caso del periodo de la esquina. En la NEC15 – SE – DS, el periodo de la esquina se define como T_L y en Priestley et al (2007), como T_C . En el caso de este documento, el periodo de la esquina se define como T_C .

Una forma de garantizar los resultados obtenidos es el uso de programas computacionales que permitan la veracidad de estos. Para DDBD, Priestley et al (2007) propone el uso del programa CUMBIA, desarrollado por la Universidad Estatal de Carolina del Norte. Este programa permite realizar análisis de momento-curvatura y fuerza-desplazamiento de secciones de concreto armado, herramientas básicas para aplicar DDBD

Recomendaciones de diseño por capacidad de muros de acople

El diseño por capacidad de los muros de acople varía según el método que se aplique, DBF o DDBD, tal como se explica en la sección metodología de este documento. La principal diferencia radica en el cálculo de los factores de sobre resistencia y de amplificación dinámica, puesto que DDBD utiliza un diseño por capacidad simplificado especial para diseño de muros en cantiléver.

Otra consideración para tener en cuenta es la forma de aplicar estos factores, ya que en DBF se aplican a las combinaciones de diseño, y en DDBD, exclusivamente en las fuerzas sísmicas calculadas.

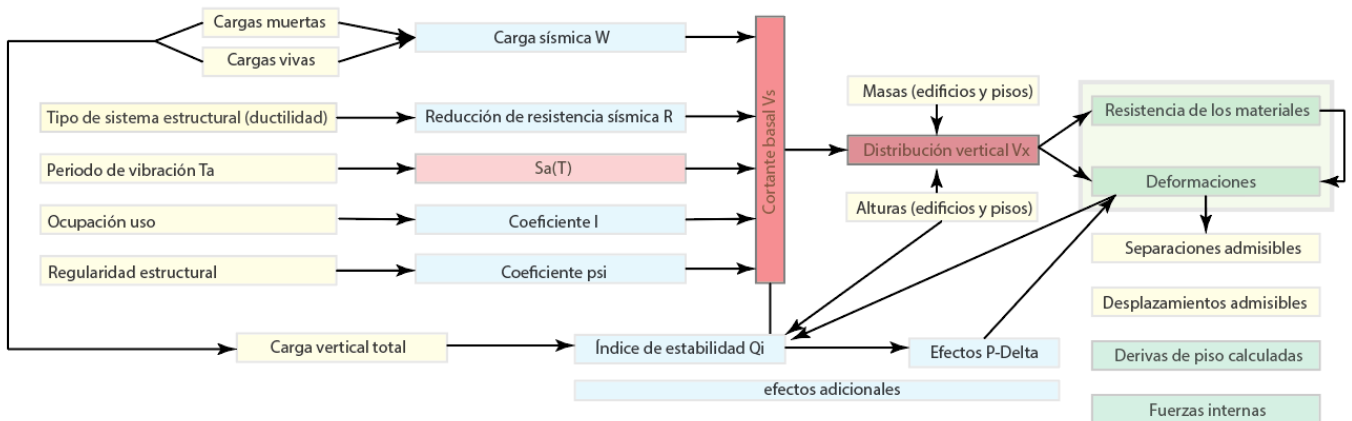
4 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI (American Concrete Institute) Committee 318. (2019). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI318-19)*. Chicago: American Concrete Institute.
- Caiza, P., & Viera, P. (2019). *Diseño de Columnas, Muros Estructurales y Diafragmas en Hormigón Armado*. Quito: Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE. Obtenido de <http://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/21345/1/Dise%C3%B1o%20de%20columnas%20y%20muros%20estructurales.pdf>
- M.J.N., Priestley; G.M., Calvi; M.J., Kowalsky. (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. Pavia, Italy: IUSS PRESS.
- MIDUVI. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción. Cargas (No Sísmicas)*. Quito, Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- MIDUVI. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción. Estructuras de Hormigón Armado*. Quito, Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- MIDUVI. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción. Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente*. Quito, Ecuador, Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- National Institute of BUILDING SCIENCES. (2022). Chapter 4. Ductile Coupled Reinforced Concrete Shear Walls. *2020 NEHRP Provisions Training Materials*. S. K. Ghosh and Prabuddha Dasgupta, S. K. Ghosh Associates LLC., 30. Obtenido de https://www.nibs.org/files/pdfs/Copuled-Concrete-Shear-Wall_BSSC_SK.pdf
- Ordoñez, J. (2015). *Diseño Sísmico Basado en Desplazamientos de Estructuras de Hormigón Armado Aporticadas y Estructuras con Muros de Corte*. Quito: Escuela Politécnica Nacional EPN.
- Tauberg, N., Kolozvari, K., & Wallace, J. (2019). *Ductile Reinforced Concrete Coupled Walls: FEMA P695 Study. Final Report*. Los Angeles: University of California. Obtenido de <https://www.acifoundation.org/Portals/12/Files/PDFs/FEMA-P695-Final-Report.pdf>

5 ANEXOS

ANEXO I

ESQUEMA SIMPLIFICADO DEL DBF

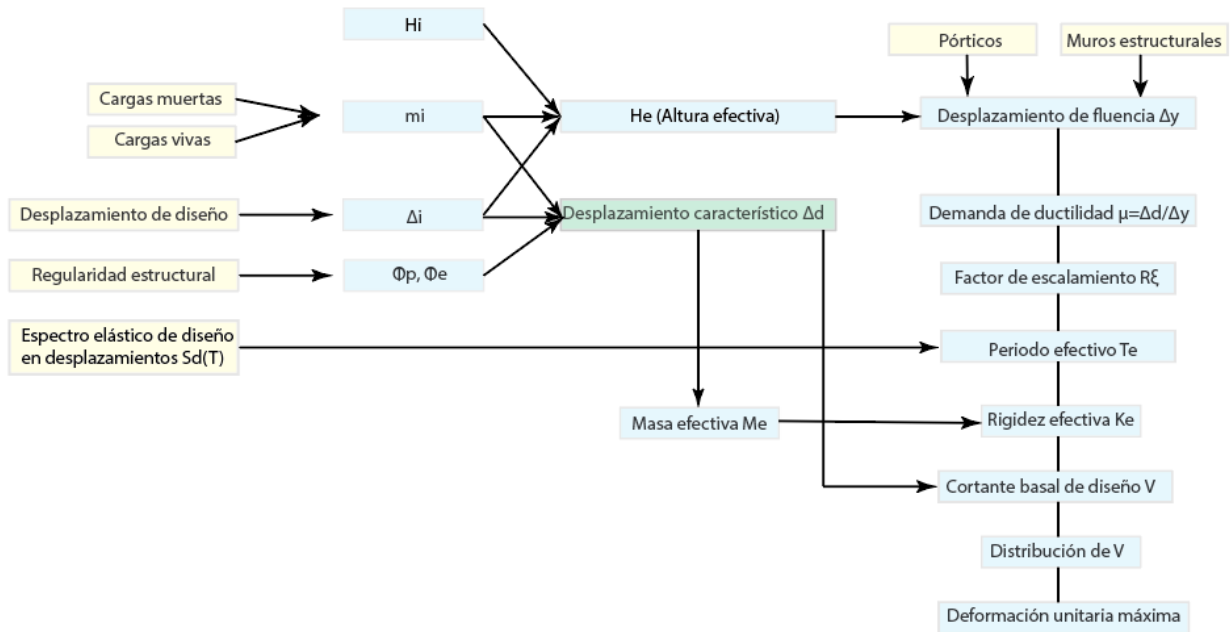


Elaborado por: Jonathan Álvarez

Fuente: NEC15 – SE – DS

ANEXO II

ESQUEMA SIMPLIFICADO DEL DBD



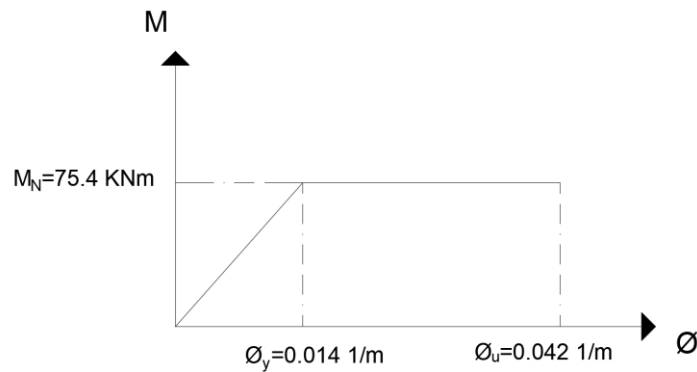
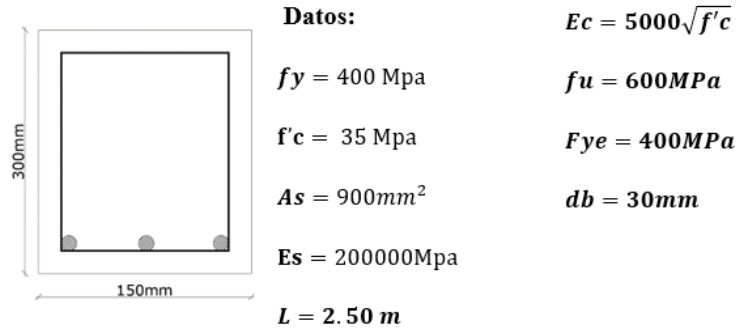
Elaborado por: Jonathan Álvarez

Fuente: NEC15 – SE – DS

ANEXO III

EJERCICIO DE MODELO DE RÓTULA PLÁSTICA DE PRIESTLEY USANDO M- Φ

Calcule el diagrama bilineal F- Δ (Curva de capacidad). Asuma que el estado límite se alcanza para $\epsilon_{cu} = 0.004$. Calcule u_{Δ} .



-Longitud de deformación de penetración

$$L_{sp} = 0.002 * F_{ye} * db$$

$$L_{sp} = 0.002 * 400 \text{ MPa} * (0.03 \text{ m}) = 0.024 \text{ m}$$

-Longitud de rótula plástica

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

Donde K es:

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

Determinando K, se tiene que:

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

Como K es mayor que 0.008, se usa $K=0.008$. Reemplazando los datos en L_p , se tiene que:

$$L_p = 0.08 * 2.50 \text{ m} + 0.024 \text{ m} = 0.224 \text{ m}$$

Como $L_p > 2L_{sp}$, OK.

$$L_p = 0.224 \text{ m}$$

-Longitud efectiva

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

$$L_{eff} = 2.50 \text{ m} + 0.024 \text{ m} = 2.524 \text{ m}$$

Antes de calcular los desplazamientos, se hace recuerdo de los valores de curvatura de fluencia equivalente y de control de daño.

$$\phi_y = 0.014 \frac{1}{\text{m}} \quad (\text{Curvatura equivalente})$$

$$\phi_u = 0.042 \frac{1}{\text{m}} \quad (\text{Curvatura control de daños})$$

-Desplazamiento elástico

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

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

-Desplazamiento plástico

$$\phi_p = \phi_u - \phi_y$$

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

$$\Delta_p = 0.028 \frac{1}{m} * 0.224 m * 2.50 m = 0.01568 m$$

-Desplazamiento debido al límite de control de daño

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

$$\Delta_{CD} = 0.0297 m + 0.01568 m = 0.04538 m$$

-Fuerza horizontal resistente

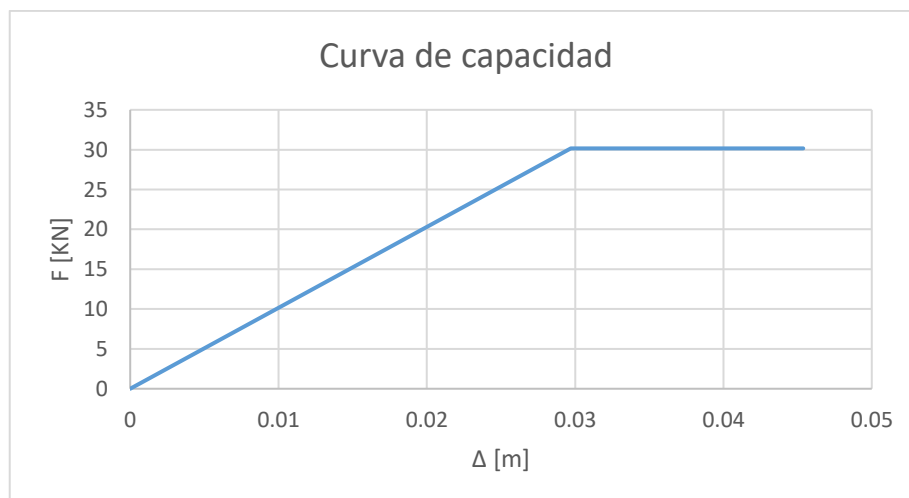
$$P_N = \frac{M_n}{L}$$

$$P_N = \frac{75.4 \text{ KN} - m}{2.50 m} = 30.16 \text{ KN}$$

Cabe mencionar que al trabajar con el diagrama de momento curvatura bilineal, $\Delta_e = \Delta_y$.

Por tanto, los puntos para trazar la curva quedan definidos de la siguiente manera:

	Δ m	Fuerza KN
Desplazamiento fluencia equivalente	0.0297	30.16
Desplazamiento límite de control de daño	0.04538	30.16



Finalmente, para determinar u_{Δ} se usa la siguiente expresión:

$$u_{\Delta} = \frac{u_{\Delta}}{u_y}$$

$$u_{\Delta} = \frac{0.04538}{0.0297} = 1.52$$

ANEXO IV

APLICACIÓN DEL DBF EN LA GEOMETRÍA DOS

DBF aplicado en la geometría M=2

Elaborado por: Jonathan Alvarez

Casillas que requieren ingreso manual de datos

Condiciones NEC15-SE-DS 3) Peligro sísmico del Ecuador y efectos sísmicos locales

Datos Iniciales

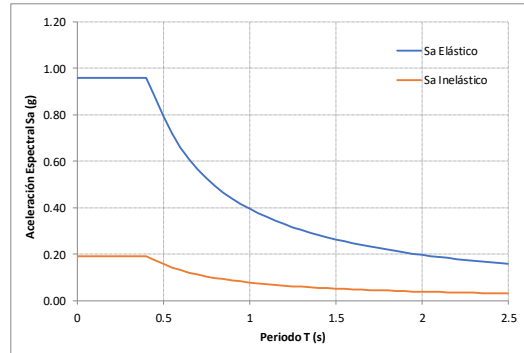
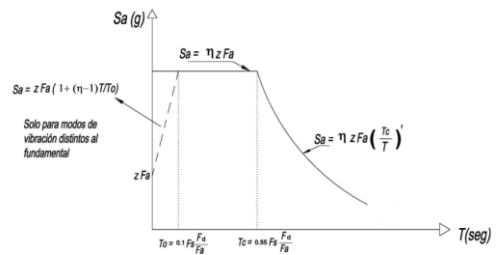
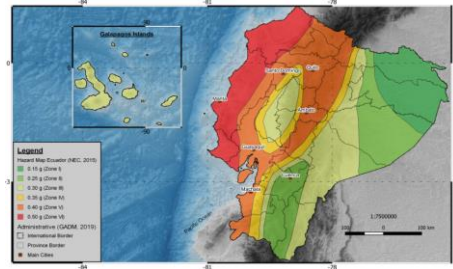
Zona =	5	
z =	0.40	g
Suelo =	B	NEC-SE-DS 3.2.1 Tabla 2
Fa	1.00	NEC-SE-DS 3.2.2 Tabla 3
Fd	1.00	NEC-SE-DS 3.2.2 Tabla 4
Fs	0.75	NEC-SE-DS 3.2.2 Tabla 5
η =	2.4	NEC-SE-DS 3.3.1
r =	1.00	NEC-SE-DS 3.3.2
I =	1.0	NEC-SE-DS 4.1 Tabla 6
Φp =	1.0	NEC-SE-DS 5.2.3 Tabla 13
Φe =	1.0	NEC-SE-DS 5.2.1 (b) Tabla 11
R =	5.0	NEC-SE-DS 6.3.4 Tabla 15
α =	1.0	NEC-SE-DS 6.6.3
A _b =	324.0	m ²
nw =	4.0	
hwi =	36.0	m
awi =	1.05	m ²
lwi =	3.0	m
hn =	36.0	m
Cw =	0.011	
Ct =	0.060	
T _{método1} =	2.15	seg NEC-SE-DS 6.6.4 (a)
T _{método2} =	1.238	seg NEC-SE-DS 6.6.4 (b)

Condición periodo NEC15 6.3.3.

OK Sin embargo, el valor de T₁ calculado según el método 2 no debe ser mayor en un 30% al valor de T₁ calculado con el Método 1

T =	1.238	NEC-SE-DS 3.3.1
k =	1.369	NEC-SE-DS 6.3.5
Tc =	0.41	seg NEC-SE-DS 3.3.1
Sa =	0.32	g NEC-SE-DS 3.3.1
V _{basal} =	6.40	% NEC-SE-DS 3.3.1

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



COMPROBACIONES DE MODELO ETABS

PESO REACTIVO

Carga sísmica reactiva		
qCM _{muros}	725.76	T
qCM _{vigas acopie}	40.32	T
qCM _{columnas}	246.24	T
qCM _{vigas}	400.90	T
qC _{sobrecarga}	2916	T

Condiciones NEC15-SE-DS 6.1.7. Carga sísmica reactiva W

W	4329.22	T
---	---------	---

TABLE: Base Reactions

Output Case	Case Type	FZ [T]	FZ _{manual} [T]	Comprobación CM
Dead	LinStatic	1413.22	1413.22	Ok

6.1.7. Carga sísmica reactiva W

La carga sísmica W representa la carga reactiva por sísmo.

Independientemente del método de análisis descrito en la sección 8.2 se usará la siguiente carga sísmica reactiva W.

Caso general

W-D	
Dónde	
D	Carga muerta total de la estructura

6.3.2. Cortante basal de diseño V

El cortante basal total de diseño V, a nivel de cargas últimas, aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará mediante las expresiones:

V	$V = \frac{W \cdot S_a}{R}$
Dónde	
S _a (T _v)	Espectro de diseño en aceleración; véase en la sección [3.3.2]
O _x y O _y	Coefficientes de configuración en planta y elevación; véase en la sección [3.3]
I	Coefficiente de importancia; se determina en la sección [4.1]
R	Factor de reducción de resistencia sísmica; véase en la sección [6.3.4]
V	Cortante basal total de diseño
W	Carga sísmica reactiva; véase en la sección [6.1.7]
T _v	Periodo de vibración; véase en la sección [6.3.3]

CORTANTE BASAL

Condiciones NEC15-SE-DS 6.3.2. Cortante basal de diseño V

V	277.06	T
---	--------	---

TABLE: Story Forces

Story	Output Case	Case Type	V _{etabs} [T]	V _{manual} [T]	Comprobación V _{basal}
Story1	Sx, Sy	LinStatic	275.58	277.06	Ok

DERIVAS

Condiciones NEC15-SE-DS 4.2.2. Límites permisibles de las derivas de los pisos

TABLE: Diaphragm Center Of Mass Displacements

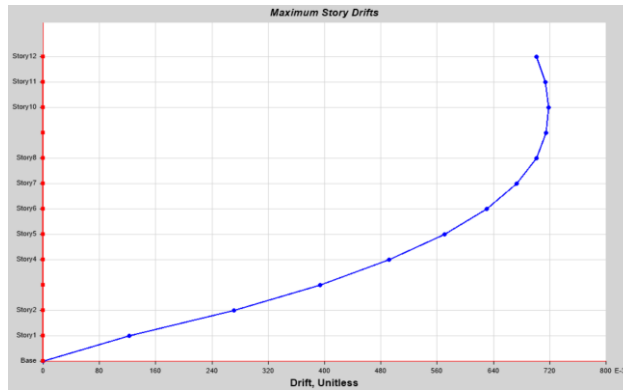
Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	m		Deriva inelástica	Comp. NEC 15. <2%
				UX	UY		
Story12	D12	Sx, Sy	LinStatic	0.053609	0.053609	0.701	OK
Story11	D11	Sx, Sy	LinStatic	0.047999	0.047999	0.713	OK
Story10	D10	Sx, Sy	LinStatic	0.042292	0.042292	0.718	OK
Story9	D9	Sx, Sy	LinStatic	0.036545	0.036545	0.715	OK
Story8	D8	Sx, Sy	LinStatic	0.030827	0.030827	0.701	OK
Story7	D7	Sx, Sy	LinStatic	0.025221	0.025221	0.673	OK
Story6	D6	Sx, Sy	LinStatic	0.019835	0.019835	0.630	OK
Story5	D5	Sx, Sy	LinStatic	0.014794	0.014794	0.570	OK
Story4	D4	Sx, Sy	LinStatic	0.010231	0.010231	0.492	OK
Story3	D3	Sx, Sy	LinStatic	0.006296	0.006296	0.393	OK
Story2	D2	Sx, Sy	LinStatic	0.00315	0.00315	0.271	OK
Story1	D1	Sx, Sy	LinStatic	0.000979	0.000979	0.122	OK

4.2.2. Límites permisibles de las derivas de los pisos

La deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos en la tabla siguiente, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso.

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

Tabla 7: Valores de Δ_u máximos, expresados como fracción de la altura de piso



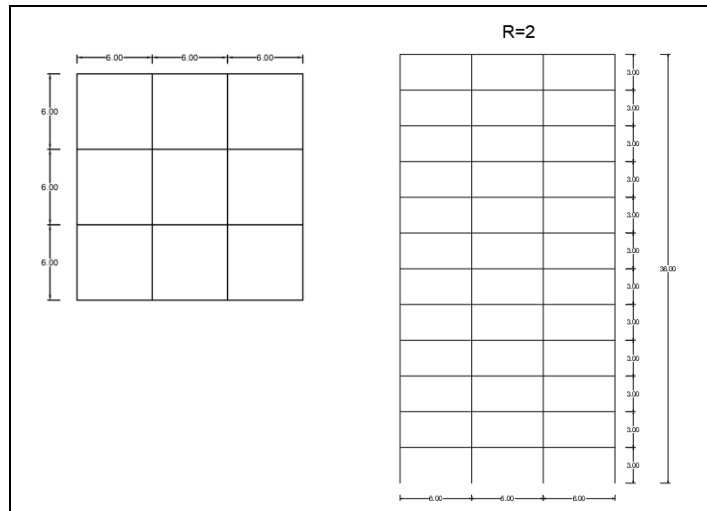
PROGRAMA PARA DISEÑAR MUROS DE ACOPLE

Elaborado por: Jonathan Alvarez

Casillas que requieren ingreso manual de datos

GEOMETRÍA Y DATOS GENERALES

Ltotal	18	m
Ln	6	m
η_s	12	-
hw	3	m
r	4	cm
f'_c	280	kg/cm ²
f_y	4200	kg/cm ²
hwcs	36	m



PREDISEÑO VIGAS

Altura mínima de las vigas

lv1 6 m

Condiciones ACI TABLA 9.3.1.1 Altura mínima de vigas no preesforzadas

hv 30 cm

Tabla 9.3.1.1 — Altura mínima de vigas no preesforzadas

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

[1] Los valores son aplicables al concreto de peso normal y $f'_c = 420$ MPa. Para otros casos, la altura mínima h debe modificarse de acuerdo con 9.3.1.1.1 a 9.3.1.1.3, según corresponda.

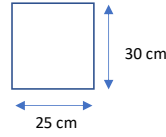
Ancho mínimo de las vigas

Condiciones ACI 18.6.2. Límites dimensionales

$b_w \geq 25$ cm

Secciones finales del prediseño de vigas

V 25 x 30 cm



18.6.2 Límites dimensionales

18.6.2.1 Las vigas deben cumplir con (a) hasta (c).

- (a) La luz libre ℓ_n no debe ser menor que $4d$.
- (b) El ancho b_w debe ser al menos igual al menor de $0.3h$ y 250 mm.
- (c) La proyección del ancho de la viga más allá del ancho de la columna soportante a cada lado no debe exceder el menor de c_2 y $0.75c_1$.

PREDISEÑO COLUMNAS

Condiciones NEC-SE-HM- Hormigón Armado. 4.3.3. Cuantía máxima de refuerzo longitudinal

cuantía: 1% -

Nivel	Área [m2]	CM [T/m2]	CV [T/m2]	1.2CM+1.6C V [T/m2]	Pu [T]	Pu acum [T]	Sección		0.53*Po	Condición 0.53Po>Pu
							b	h		
Piso 12	36	0.75	0.25	1.3	46.8	46.8	50	50	371	Ok
Piso 11	36	0.75	0.25	1.3	46.8	93.6	50	50	371	Ok
Piso 10	36	0.75	0.25	1.3	46.8	140.4	50	50	371	Ok
Piso 9	36	0.75	0.25	1.3	46.8	187.2	55	55	448.91	Ok
Piso 8	36	0.75	0.25	1.3	46.8	234	55	55	448.91	Ok
Piso 7	36	0.75	0.25	1.3	46.8	280.8	55	55	448.91	Ok
Piso 6	36	0.75	0.25	1.3	46.8	327.6	60	60	534.24	Ok
Piso 5	36	0.75	0.25	1.3	46.8	374.4	60	60	534.24	Ok
Piso 4	36	0.75	0.25	1.3	46.8	421.2	60	60	534.24	Ok
Piso 3	36	0.75	0.25	1.3	46.8	468	65	65	626.99	Ok
Piso 2	36	0.75	0.25	1.3	46.8	514.8	65	65	626.99	Ok
Piso 1	36	0.75	0.25	1.3	46.8	561.6	65	65	626.99	Ok

Datos esbeltez		
k	1	-
L	300	cm

Columna	Columnas Tipo			
	Sección		Comprobación esbeltez	
	b [cm]	h [cm]	r [cm]	Criterio
10 a 12	50	50	14.43	Despreciar esbeltez
7 a 9	55	55	15.88	Despreciar esbeltez
4 a 6	60	60	17.32	Despreciar esbeltez
1 a 3	65	65	18.76	Despreciar esbeltez

4.3.3. Cuantía máxima de refuerzo longitudinal

Se cumplirá con el siguiente requisito:

$$0.01 \leq \rho_s \leq 0.03$$

Dónde:

ρ_s Área de refuerzo longitudinal

A_g Área bruta de la sección

PREDISEÑO MURO

Geometría del muro

$h_w = 36$ m
 $l_w = 3$ m
 $b_w = 0.35$ m



Condiciones ACI TABLA R18.10.1 muros

$l_w/b_w = 8.57$

$h_w/l_w = 12.00$

Condición: Trabaja como muro

Geometría de la viga de acople

$l_n = 1$ m
 $h = 1$ m

Nota: l_n ok

Condiciones ACI 18.10.7.2. viga de acople

$l_n/h = 1.00$

Condición: Trabaja como viga de acople

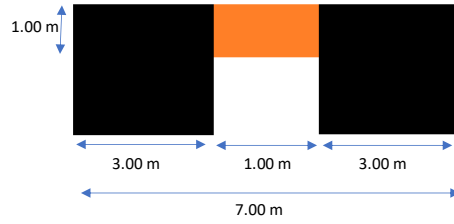
Tabla R18.10.1 — Requisitos que dominan en el diseño de segmentos verticales de muro¹⁰⁾

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

¹⁰⁾ h_w es la altura libre, ℓ_n es la longitud horizontal, y b_w es el espesor del alma del segmento de muro.

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

Secciones finales del muro



Agrietamiento de secciones

Condiciones NEC15-SE-DS 6.1.6.b.

Vigas	0.5	Ig
Columnas	0.8	Ig
Muros	0.6	Ig
Vigas de acople	0.8	Ig

b. Inercia de las secciones agrietadas

Para el caso de estructuras de hormigón armado y de mampostería, en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, de similar forma a la descrita para el procedimiento de cálculo estático de fuerzas sísmicas.

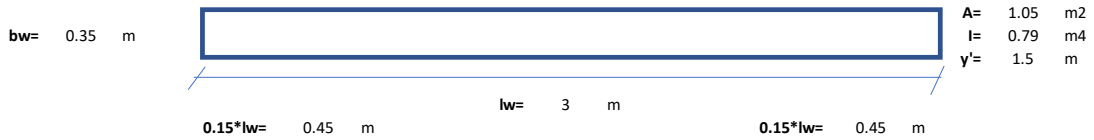
Estructuras de hormigón armado

En este caso, en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, de la siguiente manera:

- 0.5 I_g para vigas (considerando la contribución de las losas, cuando fuera aplicable)
- 0.8 I_g para columnas
- 0.6 I_g para muros estructurales:

DISEÑO MURO

Geometría del muro



FLEXOCOMPRESION

Asmín en 0.15lw

Condiciones ACI 18.10.2.4. acero en 0.15lw

Cabezal 1

Asmín= 10.04 cm²

Armado 22 φ 22

Ascolc 83.63 cm² Ascolc>Asmín **Ok**

Cabezal 2

Asmín= 10.04 cm²

Armado 10 φ 22

Ascolc 38.01 cm² Ascolc>Asmín **Ok**

Asmín en el alma

Armado 2 φ 22 @ 20

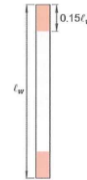
Condiciones ACI 18.10.2.1. acero en alma

p 0.010861 - p>0.0025 **Ok**

Revisión de cuantía

Condiciones NEC-SE-HM 4.3.3. Cuantía máxima de refuerzo longitudinal elementos flexocompresión

ptot 1.52 % **Ok**



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

- (a) La cuantía de refuerzo longitudinal dentro de $0.15\ell_w$ del extremo de un segmento vertical de muro y en un ancho igual al espesor del muro debe ser al menos $0.50\sqrt{f'_c}/f_y$.

18.10.2 Refuerzo

18.10.2.1 Las cuantías de refuerzo distribuido en el alma, ρ_l y ρ_r , para muros estructurales no deben ser menores que 0.0025, excepto que si V_u no excede $0.083\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$, ρ_r se puede reducir a los valores requeridos en 11.6. El espaciamiento del refuerzo en cada dirección en muros estructurales no debe exceder de 450 mm. El refuerzo que contribuye a V_u debe ser continuo y debe estar distribuido a través del plano de cortante.

4.3.3. Cuantía máxima de refuerzo longitudinal

Se cumplirá con el siguiente requisito:

$$0.01 \leq \rho_l \leq 0.03$$

Donde:

ρ_l Área de refuerzo longitudinal

A_g Área bruta de la sección

Solicitaciones de diseño

	P [T]	M [T-m]	V [T]
D	282.81	25.43	12.13
L	55.74	5.78	2.7
S	592.15	345.58	71.46

Combinaciones

Combinaciones NEC15-SE-CG 3.4.3. Combinación para el diseño por última resistencia

	Pu [T]	Mu [T-m]	Vu [T]	σ+ [T/m2]	σ- [T/m2]	
1	1.4D	395.934	35.602	16.982	444.89	309.27
2	1.2D+1.6L	428.556	39.764	18.876	483.89	332.41
3	1.2D+L+E	987.262	381.876	88.716	1667.63	212.87
4	1.2D+L-E	-197.038	-309.284	54.204	-776.77	401.46
5	0.9D+E	846.679	368.467	82.377	1508.20	104.52
6	0.9D-E	-337.621	-322.693	60.543	-936.20	293.11
	σmáx			1667.63	401.46	1667.632 [T/m2]
	σmín			-936.20	104.52	-936.20 [T/m2]

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

3.4.3. Combinación para el diseño por última resistencia

a. **Combinaciones básicas**
 Cuando sea apropiado, se deberá investigar cada estado límite de resistencia. Los efectos más desfavorables, tanto de viento como de sismo, no necesitan ser considerados simultáneamente.
 Las estructuras, componentes y cimentaciones, deberán ser diseñadas de tal manera que la resistencia de diseño igual o exceda los efectos de las cargas incrementadas, de acuerdo a las siguientes combinaciones:

- Combinación 1
1.4D
- Combinación 2
1.2D + 1.6L + 0.5max(L₁; S₁; R)
- Combinación 3*
1.2D + 1.6 max(L₁; S₁; R) + max(L₂; 0.5W)
- Combinación 4*
1.2D + 1.8 W + L + 0.5 max(L₁; S₁; R)
- Combinación 5*
1.2D + 1.8 E + L + 0.2 S
- Combinación 6
0.9D + 1.8 W
- Combinación 7
0.9D + 1.8 E

Comprobación de diseño

	Pu [T]	Mu [T-m]	φPn	φMn	Mpr	C [cm]	Condición de diseño φMn>Mu
3	1.2D+L+E	987.26	381.88	980.7	864.84	1105.07	195 Ok
6	0.9D-E	-337.62	322.69	-341.12	441.35	563.95	24 Ok

CORTANTE

Solicitaciones de diseño

Vu ₁	88.716	T
Vu ₂	60.54	T

Factor de sobrerresistencia

Condiciones ACI 18.10.3.1.2. Factor de sobrerresistencia

hwcs/lw	12.00	-
Ω ₁	2.89	-
Ω ₂	1.75	-

Condición 1: Ω>(Mpr/Mu,1.5) → **Gobierna Ω1** → **Ω1** 2.89

Ampliación dinámica

Condiciones ACI 18.10.3.1.3. Ampliación dinámica

hwcs/lw	12.00	-
Condición 2: ωv=1.3+ns/30<=1.8		
ω _v	1.70	-

Fuerza cortante de diseño Ve

Condiciones ACI 18.10.3.1 Ampliación dinámica

Ω*ωv	4.92	-
Ω*ωvcor	3	-
Ve=	266.15	T Ok

Ancho requerido

Condiciones ACI 9.9.2.1 Límites dimensionales

bw _{propuesto}	35.0	cm
bw _{requerido}	26.68	cm Ok

Tabla 18.10.3.1.2 — Factor de sobrerresistencia Ω_v en la sección crítica

Condición	Ω _v
$h_{wcs}/l_w > 1.5$	El mayor entre $M_{pr}/M_u^{(1)}$ y 1.5 ⁽²⁾
$h_{wcs}/l_w \leq 1.5$	1.0

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

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

$$\omega_v = 0.9 + \frac{n_s}{10} \quad n_s \leq 6 \quad (18.10.3.1.3)$$

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

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

$$V_e = \Omega_v \omega_v V_u \leq 3V_c \quad (18.10.3.1)$$

donde V_u, Ω_v, y ω_v están definidas en 18.10.3.1.1, 18.10.3.1.2 y 18.10.3.1.3 respectivamente.

9.9.2 Límites dimensionales

9.9.2.1 Con excepción de lo permitido en 23.4.4, las dimensiones de las vigas de gran altura deben seleccionarse de tal manera que cumplan con:

$$V_u \leq \phi 2.65 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (9.9.2.1)$$

Acero requerido

Condiciones ACI 18.10.4.1 Resistencia a cortante

hwcs/lw 12.00 -

Condición 2: alfa=0.53

α_c 0.53
ps 0.0059

Armado a corte 2 ϕ 20 @ 20 cm

pcolc 0.0090 - pcolc>ps **Ok**

18.10.4 Resistencia a cortante

18.10.4.1 V_n debe calcularse por medio de:

$$V_n = (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_v f_y) A_w \quad (18.10.4.1)$$

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

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

Se permite interpolar linealmente el valor de α_c entre 0.25 y 0.17 para $1.5 < h_w/\ell_w < 2.0$.

DISEÑO CABEZALES

Comprobación de requerimiento

Condiciones ACI 18.10.6.3 Requerimiento de cabezales

$0.2f'_c = 560 \text{ T/m}^2$

Condición $\sigma > 0.2f'_c$ **No cumple** \longrightarrow **Requiere cabezales**

Extensión horizontal

C= 195 cm

C= 24 cm

Condiciones ACI 18.10.6.3 a) Extensión horizontal

C-0.1lw= 165 cm

C-0.1lw= -6 cm

C/2= 97.5 cm

C/2= 12 cm

Máx= 165 cm

Máx= 12 cm

El cabezal debe extenderse al menos **165** cm a la izquierda y **30** cm a la derecha

Ancho mínimo en la distancia horizontal

b= 19 cm

Condiciones ACI 18.10.6.3 b) Ancho de la zona de compresión por flexión

bw>hu/16 **Ok, ancho suficiente**

Ancho mínimo muros largos

hw/lw= 12.00 -

C/lw= 0.65 -

Condiciones ACI 18.10.6.3 c) Ancho mínimo muros largos

hw/lw>=2 **Ok**

C/lw>=3/8 **Ok** El ancho debe ser mayor o igual a 30cm

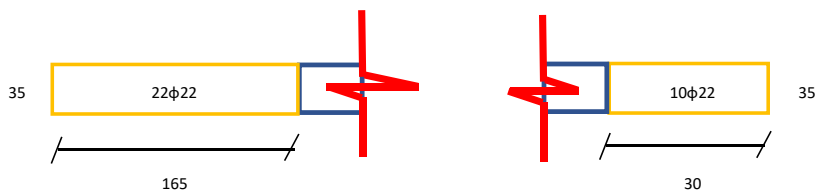
El ancho debe ser mayor o igual a 30cm

Extensión del ancho efectivo dentro del alma

Condiciones ACI 18.10.6.3 d) Extensión del ancho efectivo dentro del alma

Ok

Refuerzo transversal en el cabezal



18.10.6.3 Los muros estructurales que no se diseñen de acuerdo con 18.10.6.2 deben tener elementos especiales de borde en los bordes y alrededor de las aberturas de los muros estructurales cuando el esfuerzo a compresión máximo de la fibra extrema, correspondiente a las combinaciones de carga de diseño que incluyen efectos sísmicos E_s , sobrepasen $0.2f'_c$. Los elementos especiales de borde pueden ser discontinuados donde el esfuerzo de compresión calculado sea menor que $0.15f'_c$. Los esfuerzos deben calcularse usando un modelo lineal elástico y las propiedades de la sección bruta. Para muros con alas, debe usarse un ancho de ala efectiva como se define en 18.10.5.2.

(a) El elemento de borde se debe extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia al menos igual al mayor valor entre $e - 0.1\ell_w$ y $e/2$, donde e corresponde a la mayor profundidad del eje neutro calculada para la fuerza axial mayorada y la resistencia nominal a momento congruente con el desplazamiento de diseño δ_w .

(b) El ancho de la zona de compresión por flexión, b , dentro de la distancia horizontal calculada por medio de 18.10.6.4(a), incluyendo el ala, si existe, debe ser al menos $h_w/16$.

(c) Para muros o machones de muro con $h_w/\ell_w \geq 2.0$ que son efectivamente continuos desde la base de la estructura hasta la parte superior de todo el muro, diseñados para que tengan una sola sección crítica para flexión y carga axial, y con $c/\ell_w \geq 3/8$, el ancho de la zona de compresión por flexión b dentro de la distancia horizontal calculada por medio de 18.10.6.4(a) debe ser mayor o igual a 300 mm.

(d) En las secciones con alas, los elementos de borde deben incluir el ancho efectivo del ala en compresión y se deben extender por lo menos 300 mm dentro del alma.

Condiciones ACI 18.10.6.3 e) Espaciamento refuerzo transversal

Condiciones ACI 18.7.5.3. Separación refuerzo transversal

s<=	b/3	h/3	6φ	10 cm	s<=	b/3	h/3	6φ	10 cm
s<=	11.67	55.00	13.2	10	s<=	11.67	10.00	13.2	10
s<=	10	cm			s<=	10	cm		

Condiciones ACI 18.7.5.4. Refuerzo transversal

Ag	5775	cm ²	Ag	1050	cm ²
Ach	4239	cm ²	Ach	594	cm ²

(e) El refuerzo transversal de los elementos de borde debe cumplir con los requisitos de 18.7.5.2(a) hasta (d) y 18.7.5.3, excepto que el límite del espaciamento del refuerzo transversal de 18.7.5.3(a) debe ser un tercio de la menor dimensión del elemento de borde. El espaciamento vertical del refuerzo transversal en el elemento de borde debe cumplir con lo prescrito en la Tabla 18.10.6.5(b).

18.7.5.3 La separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de (a) hasta (d):

- (a) La cuarta parte de la dimensión menor de la columna.
- (b) Para acero Grado 420 $6d_b$ de la menor barra de refuerzo longitudinal.
- (c) Para acero Grado 550 $5d_b$ de la menor barra de refuerzo longitudinal.
- (d) s_x según se calcule por medio de la ecuación (18.7.5.3):

$$s_x = 100 + \left(\frac{350 - f_y}{3} \right) \quad (18.7.5.3)$$

El valor de s_x de la ecuación (18.7.5.3) no debe exceder 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm.

Ramas cortas

	bc''=	27		bc''=	27		
h''=hc	157		h''=hc	22			
Ash1	11.38	cm ²	Ash1	3.38	cm ²		
Ash2	9.42	cm ²	Ash2	1.32	cm ²		
Asreq	11.38	cm ²	@	10	cm		
Asreq	3.38	cm ²	@	10	cm		
Estribos	φ	12	cm	Estribos	φ	12	cm
#Ramales	10.06			#Ramales	2.99		
#Rasum	11			#Rasum	3		
#Estribos	5			#Estribos	1		
#Ganchos	1			#Ganchos	1		

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

Refuerzo transversal	Condición	Expresiones aplicables
para columnas cerradas de confinamiento rectilíneas	$f_c \leq 0.3A_g f_c'$ y $f_c' \leq 70$ MPa	Máximo de (a) y (b) $0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_y}$ (a)
	$f_c > 0.3A_g f_c'$ o $f_c' > 70$ MPa	Máximo de (a), (b) y (c) $0.09 \frac{f_c'}{f_y}$ (b) $0.28 A_g \frac{f_c'}{f_y A_c}$ (c)

5	Estribos	φ	12	@	10	cm
1	Ganchos	φ	12	@	10	cm

1	Estribos	φ	12	@	10	cm
1	Ganchos	φ	12	@	10	cm

Ramas largas

	bc=	157		bc=	22		
h''=hc	27		h''=hc	27			
Ash1	1.96	cm ²	Ash1	4.15	cm ²		
Ash2	1.62	cm ²	Ash2	1.62	cm ²		
Asreq	1.96	cm ²	@	10	cm		
Asreq	4.15	cm ²	@	10	cm		
Estribos	φ	12	cm	Estribos	φ	12	cm
#Ramales	1.73			#Ramales	3.67		
#Rasum	2			#Rasum	4		
#Estribos	1			#Estribos	2		
#Ganchos	0			#Ganchos	0		

1	Estribos	φ	12	@	10	cm
0	Ganchos	φ	12	@	10	cm

2	Estribos	φ	12	@	10	cm
0	Ganchos	φ	12	@	10	cm

Revisión del espaciamento de As vertical hx

Condiciones ACI 18.7.5.3. e) Separación refuerzo transversal

hx<= 35cm 2/3b

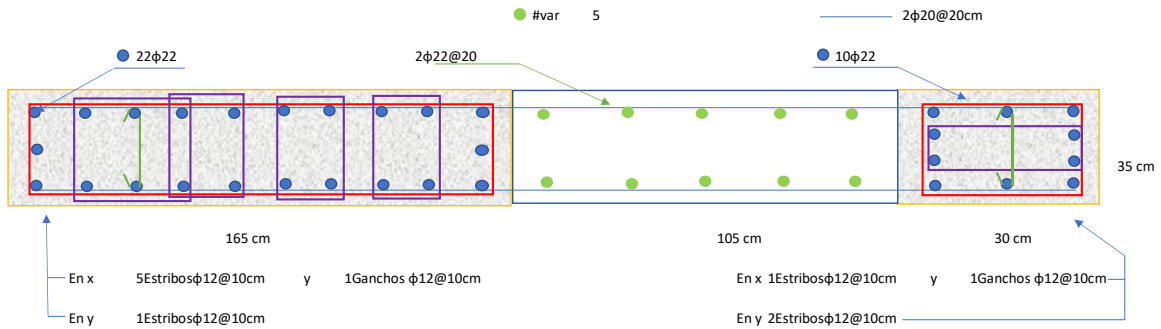
En columna

2/3b	23.33	cm	2/3b	110.00	cm	2/3b	23.33	cm	2/3b	20.00	cm
hx	23.33	cm	hx	35.00	cm	hx	23.33	cm	hx	20.00	cm
#Espaci	2		#Espaci	9		#Espaci	3		#Espaci	2	
r	4	cm	r	4	cm	r	4	cm	r	4	cm
Espaciamento real	12.0		Espaciamento real	17.1		Espaciamento real	8.0		Espaciamento real	9.5	

(e) El refuerzo debe disponerse de tal manera que el espaciamento horizontal h_x entre las barras longitudinales soportadas lateralmente por la esquina de un gancho suplementario o una rama de estribo cerrado de confinamiento no exceda 350 mm alrededor del perímetro de la sección de la columna.

Condición hx **Ok** Condición hx **Ok** Condición hx **Ok** Condición hx **Ok**

ESQUEMA DE DISEÑO MURO DE ACOUPLE



DISEÑO VIGA DE ACOUPLE

lv= 1 m
hv= 1 m

Ancho mínimo

Condiciones ACI 9.9.2.1. Límites dimensionales

Vu= 79.92 T
bv= 25 cm
bv_{asum}= 35 cm

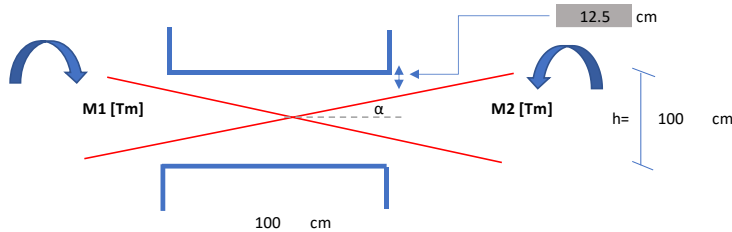
Comprobación bv>basum **Ok**

9.9.2 Límites dimensionales

9.9.2.1 Con excepción de lo permitido en 23.4.4, las dimensiones de las vigas de gran altura deben seleccionarse de tal manera que cumplan con:

$$V_u \leq \phi 2.65 \sqrt{f'_c} h_w d \quad (9.9.2.1)$$

Diseño de diagonales



18.10.7.4 Las vigas de acople reforzadas con dos grupos de barras que se intersectan diagonalmente colocadas en forma simétrica respecto al centro de la luz deben cumplir con (a), (b) y ya sea con (c) o con (d). No se necesita cumplir con los requisitos de 9.9:

(a) V_n se debe determinar por medio de

$$V_n = 2A_{di} f_y \sin \alpha \leq 0.83 \sqrt{f'_c} A_{cv} \quad (18.10.7.4)$$

Donde α es el ángulo entre las barras diagonales y el eje longitudinal de la viga de acople.

Condiciones ACI 18.10.7.4. a) y b) Acero requerido

#Piso	M1 [Tm]	M2 [Tm]	Vu [T]	α [°]	$\sin \alpha$	Tu [T]	As [cm2]	Ascolc	Ascolc	Ascolc>As
1	35.53	35.53	71.06	36.87	0.60	59.22	15.67	6	φ 20	18.85 Ok
2	39.96	39.96	79.92	36.87	0.60	66.60	17.62	6	φ 20	18.85 Ok
3	39.92	39.92	79.84	36.87	0.60	66.53	17.60	6	φ 20	18.85 Ok
4	38.26	38.26	76.52	36.87	0.60	63.77	16.87	6	φ 20	18.85 Ok
5	35.79	35.79	71.58	36.87	0.60	59.65	15.78	6	φ 20	18.85 Ok
6	32.62	32.62	65.24	36.87	0.60	54.37	14.38	6	φ 18	15.27 Ok
7	29.02	29.02	58.04	36.87	0.60	48.37	12.80	6	φ 18	15.27 Ok
8	24.65	24.65	49.30	36.87	0.60	41.08	10.87	6	φ 18	15.27 Ok
9	19.62	19.62	39.24	36.87	0.60	32.70	8.65	4	φ 18	10.18 Ok
10	14.07	14.07	28.14	36.87	0.60	23.45	6.20	4	φ 16	8.04 Ok
11	8	8	16.00	36.87	0.60	13.33	3.53	4	φ 14	6.16 Ok
12	2.05	2.05	4.10	36.87	0.60	3.42	0.90	4	φ 14	6.16 Ok

Geometría de las diagonales

Condiciones ACI 18.10.7.4. c) Dimensiones de los paquetes

bvd=	20	cm		
hvd=	5	cm		
			Comprobación	
bvdasum=	20	cm		Ok
hvdasum=	20	cm		Ok

Refuerzo transversal de las diagonales

Condiciones ACI 18.10.7.4. c) Refuerzo transversal en paquetes

r	2	cm
Ag	576	cm ²
Ach	400	cm ²
φEstribo	12	cm

#Piso	s [cm]	Ash1 [cm ²]	Ash2 [cm ²]	#Ramales	#Estribos	#Grapas
1	10	1.20	1.76	2	1	0
2	10	1.20	1.76	2	1	0
3	10	1.20	1.76	2	1	0
4	10	1.20	1.76	2	1	0
5	10	1.20	1.76	2	1	0
6	10	1.20	1.76	2	1	0
7	10	1.20	1.76	2	1	0
8	10	1.20	1.76	2	1	0
9	10	1.20	1.76	2	1	0
10	9.5	1.14	1.672	2	1	0
11	8.5	1.02	1.496	2	1	0
12	8.5	1.02	1.496	2	1	0

Acero base viga de acople

Condiciones ACI 9.6.1.2. b) Asmín

Asreq	10.85	cm
Ascolc	4	φ 20
Ascolc	12.57	cm ²
Ascol>As		Ok

Acero de piel viga de acople

Condiciones ACI 18.10.7.4. c) Acero de piel viga de acople

En dirección y						
Ascol	2	φ	12	@	20	cm
Ascolc	2.26	cm ²				
Asreq	1.40	cm ²				
Ascol>As						Ok

Acero transversal viga de acople

s<=	6φ	d/4				
s<=	12	23.25				
s<=	12					
Ascol	1	Estribo φ	12	@	12	cm

(b) Cada grupo de barras diagonales consiste en un mínimo de cuatro barras colocadas en dos o más capas.

(c) Cada grupo de barras diagonales debe estar rodeado por refuerzo transversal rectilíneo teniendo dimensiones exteriores de al menos $b_w/2$ en la dirección paralela a b_w y $b_w/5$ a lo largo de los otros lados, donde b_w es el ancho del alma de la viga de acople. El refuerzo transversal debe cumplir con 18.7.5.2(a) hasta (e), con A_{dh} no menor que el mayor de (i) e (ii):

$$(i) 0.09s b_c \frac{f_c'}{f_{yt}}$$

$$(ii) 0.3s b_c \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}}$$

Para efectos de calcular A_g , el recubrimiento de 20.5.1 debe suponerse en todos los cuatro lados de cada grupo de barras diagonales. El refuerzo transversal debe tener un espaciamiento medido paralelo a la barra diagonal que cumpla con 18.7.5.3(d) y no exceda $6d_b$ de la barra diagonal de menor diámetro, y debe tener un espaciamiento de los ganchos suplementarios y ramas de estribos cerrados de confinamiento, medido perpendicularmente a las barras diagonales, que no exceda 350 mm. El refuerzo transversal debe continuar a lo largo de la intersección de las barras diagonales. En la intersección, se puede modificar la disposición del refuerzo transversal dado que los requisitos de espaciamiento y relación volumétrica se cumplan. El refuerzo longitudinal y transversal adicional debe distribuirse alrededor del perímetro de la viga y debe tener un área total en cada dirección de al menos $0.002b_w s$ y un espaciamiento que no exceda 300 mm.

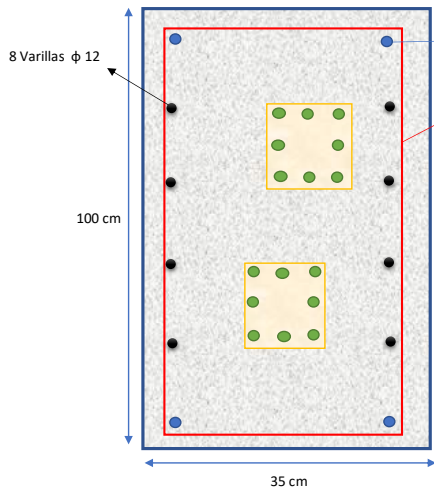
9.6.1.2 $A_{s,min}$ debe ser mayor que (a) y (b), excepto en lo dispuesto en 9.6.1.3. Para una viga estáticamente determinada con el ala en tracción, el valor de b_w debe tomarse como el menor entre b_f y $2b_w$. El valor de f_y debe limitarse a un máximo de 550 MPa.

$$(a) \frac{0.25 \sqrt{f_c'} b_w d}{f_y}$$

$$(b) \frac{1.4}{f_y} b_w d$$

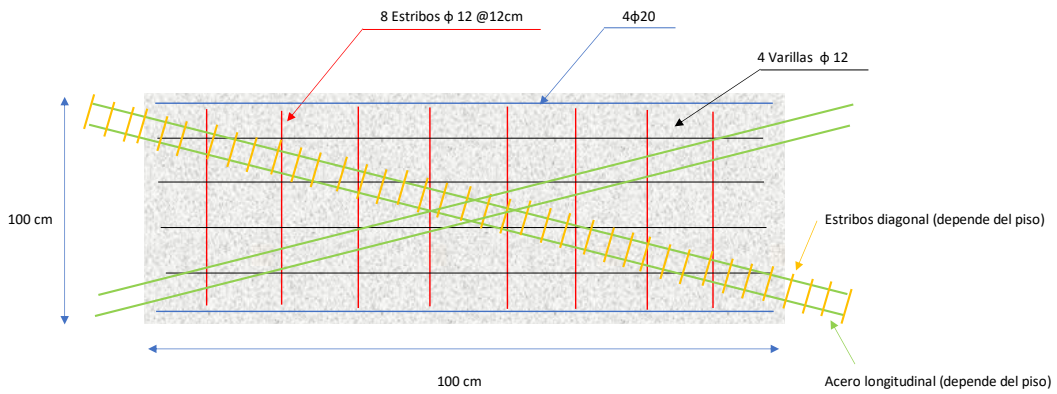
9.6.1.3 Si el A_s colocado en todas las secciones es como mínimo mayor en un tercio que el A_s requerido por el análisis, no es necesario cumplir con los requisitos de 9.6.1.1 y 9.6.1.2.

ESQUEMA DE DISEÑO VIGA DE ACOUPLE



#Piso	Armado
1	6 ϕ 20
2	6 ϕ 20
3	6 ϕ 20
4	6 ϕ 20
5	6 ϕ 20
6	6 ϕ 18
7	6 ϕ 18
8	6 ϕ 18
9	4 ϕ 18
10	4 ϕ 16
11	4 ϕ 14
12	4 ϕ 14

#Piso	Armado
1	1 estribo ϕ 12 @10cm y 0 grapas ϕ 12 @10
2	1 estribo ϕ 12 @10cm y 0 grapas ϕ 12 @10
3	1 estribo ϕ 12 @10cm y 0 grapas ϕ 12 @10
4	1 estribo ϕ 12 @10cm y 0 grapas ϕ 12 @10
5	1 estribo ϕ 12 @10cm y 0 grapas ϕ 12 @10
6	1 estribo ϕ 12 @10cm y 0 grapas ϕ 12 @10
7	1 estribo ϕ 12 @10cm y 0 grapas ϕ 12 @10
8	1 estribo ϕ 12 @10cm y 0 grapas ϕ 12 @10
9	1 estribo ϕ 12 @10cm y 0 grapas ϕ 12 @10
10	1 estribo ϕ 12 @9.5cm y 0 grapas ϕ 12 @9.5
11	1 estribo ϕ 12 @8.5cm y 0 grapas ϕ 12 @8.5
12	1 estribo ϕ 12 @8.5cm y 0 grapas ϕ 12 @8.5



ANEXO V

APLICACIÓN DEL DDBD EN LA GEOMETRÍA DOS

PROGRAMA PARA DISEÑAR MUROS DE ACOPLE POR DDBD

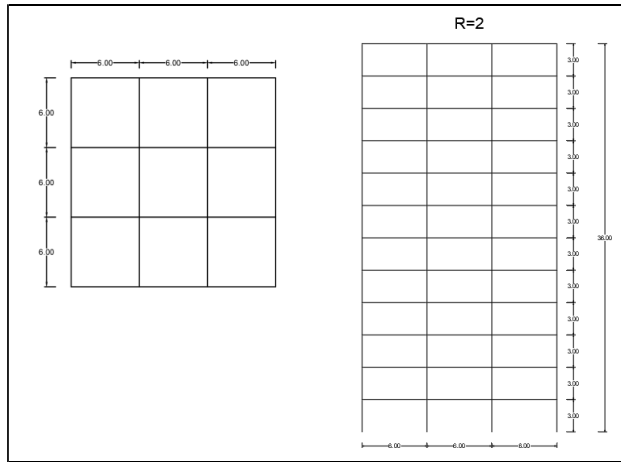
Elaborado por: Jonathan Alvarez

Casillas que requieren ingreso manual de datos

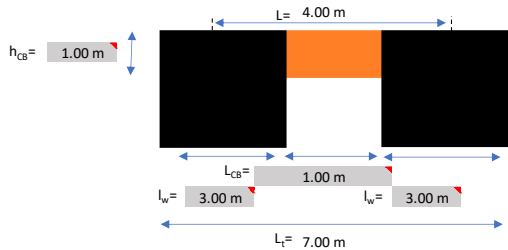
GEOMETRÍA Y DATOS GENERALES

Ltotal	18	m
Ln	6	m
ηs	12	-
hw	3	m
r	4	cm
f'c	28	MPa
fy	420	MPa
fu/fy	1.2	-
Es	210000	MPa
esu	0.1	-
m ₁	3.54	MN

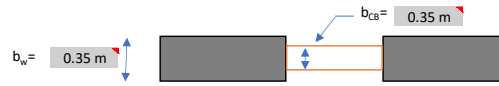
fye	462	MPa
ey	0.00220	-
hwcs	36	m



1. Geometría del muro



Vista en elevación de la geometría del muro



Vista en planta de la geometría del muro

Características del muro de acople

A= 1.05 m²
I= 0.79 m⁴
y= 1.5 m

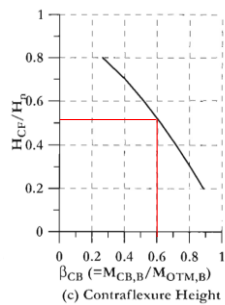
2. Proporción del momento de volcamiento que absorbe las vigas de acople β_{CB}

β_{CB} = 0.6

Priestley M., Calvi G., Kowalski M. (2007)
Sección 6.8.2.

Nota: El valor de BCB debe adoptarse en el rango de 0.25 a 0.75, de tal forma que evite la tensión neta en los muros.

3. Altura de contraflexura del muro



H_{CF}/H_n = 0.52
H_{CF} = 18.72 m

Sección 6.8.2.

Figura 6.32. Parámetros de diseño para muros acoplados regulares
Priestley M., Calvi G., Kowalski M. (2007)

4. Altura efectiva de varios grados de libertad en edificio de varios pisos

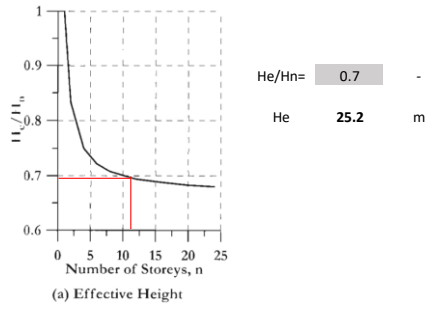


Figura 6.32. Parametros de diseño para muros acoplados regulares
Priestley M., Calvi G., Kowalski M. (2007)

Sección 6.8.2.

5. Desplazamiento de fluencia del muro

Coefficiente de desplazamiento de fluencia

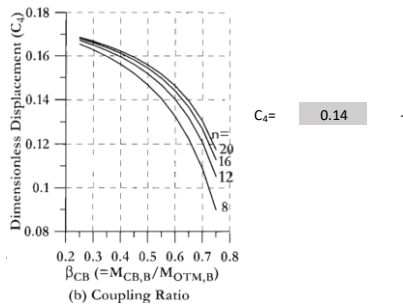


Figura 6.32. Parametros de diseño para muros acoplados regulares
Priestley M., Calvi G., Kowalski M. (2007)

Sección 6.8.2.

Curvatura de fluencia del muro

$$\phi_{yw} = 0.00147 \quad /m$$

Desplazamiento de fluencia del muro

$$\Delta_y = 0.266 \quad m$$

Sección 4.4.7.

Ec. 4.57c. Rectangular concrete walls

$$\phi_y = 2.00 \epsilon_y / l_w$$

Sección 6.8.2.

Ec. 6.61. Desplazamiento de fluencia

$$\Delta_y = C_4 \phi_{y,w} H_w^2$$

6. Deriva de fluencia de la viga de acople en la altura de contraflexura

Longitud de penetración de la viga de acople

$$d_{b_{CB}} = 22 \quad mm$$

$$L_{sp_{CB}} = 223.61 \quad mm$$

Curvatura de fluencia de la viga de acople

$$\phi_{y_{CB}} = 0.00374 \quad /m$$

Deriva de la viga de acople en la altura de contraflexura

$$\theta_{CB} = 0.00203 \quad m$$

Sección 6.8.2.

Ec. 6.61. Longitud de penetración

$$L_{sp} = 0.022 f_y d_{b_{CB}} \quad (f_w \text{ in MPa})$$

Sección 4.4.7.

Ec. 4.57d. T-Secciones de vigas

$$\phi_{y_{CB}} = 1.7 \epsilon_y / h_{CB}$$

Sección 6.8.3.

Ec. 6.64. Deriva de fluencia de las vigas de acople

$$\theta_{CB,y} = 0.5 \phi_{y_{CB}} (0.5 L_{CB} + L_{sp})(1 + F_y)$$

7. Sistema de diseño por desplazamientos predominante

Caso a) Límite de deformación del material del muro

Estado límite

Control de daño

Curvatura por estado límite del muro

$$\phi_{dc} = 0.024 \quad /m$$

Longitud de penetración del muro

$$d_{b_w} = 20 \quad mm$$

$$L_{sp_w} = 203.28 \quad mm$$

Sección 6.2.1.

Ec. 6.10.b. Curvatura por estado límite

$$\text{serviceability curvature: } \phi_s, I_w = 0.0175$$

$$\text{damage-control curvature: } \phi_d, I_w = 0.072$$

Sección 6.8.2.

Ec. 6.61. Longitud de penetración

$$L_{sp} = 0.022 f_y d_{b_{CB}} \quad (f_w \text{ in MPa})$$

Desplazamiento por control de daños

$$\Delta_{DE} = 0.977 \text{ m}$$

Deriva por control de daños

$$\Phi_{DE} = 0.0388$$

Caso b) Límite de deformación por límite del código del muro en H_{CF}

Deriva límite del código

$$\theta_c = 0.02$$

Desplazamiento límite del muro en H_{CF}

$$\Delta_{DB} = 0.424 \text{ m}$$

Deriva límite del muro en H_{CF}

$$\Phi_{DB} = 0.0168$$

Caso c) Límite de deformación del material de la viga de acople

Rotación límite de la viga de acople

$$\theta_{CB} = 0.058 \text{ rad}$$

Rotación límite del muro debido a la viga de acople

$$\theta_{w,CB} = 0.014$$

Desplazamiento límite del muro debido a la viga de acople

$$\Delta_{DB} = 0.365 \text{ m}$$

8. Deriva en la altura de contraflexura en el sistema predominante

Nótese que el desplazamiento de diseño es $\Delta_d = 0.365 \text{ m}$ gobernado por **Caso c: Límite de deformación del material de la viga de acople**

Por tanto,

Desplazamiento del muro

$$\Delta_w = 0.365 \text{ m}$$

Deriva de la viga de acople

$$\theta_{CB} = 0.058$$

9. Desplazamiento promedio de ductilidad de demanda del muro y la viga de acople

Ductilidad de demanda del muro

$$\mu_w = 1.37$$

Ductilidad de demanda de la viga de acople

$$0.67\mu_{CB} = 19.11$$

Nota: La ductilidad de la viga de acople se considera el 67% de la ductilidad pico en la altura H_{CF}

Ductilidad de demanda del sistema

$$\mu_{SYS} = 12.013$$

10. Sistema equivalente de amortiguamiento viscoso

Amortiguamiento equivalente del muro

$$\zeta_w = 0.088$$

Amortiguamiento equivalente de la viga de acople

$$\zeta_{CB} = 0.220$$

Amortiguamiento equivalente del sistema

$$\zeta_{SYS\ eq} = 0.168$$

Sección 6.8.4.

Ec. 6.65.a. Desplazamiento límite del muro correspondiente a la deformación del material

$$\Delta_{DE} = \Delta_s + (\theta_c - \theta_p) l_{CF} H_s$$

Sección 6.8.4.

Ec. 6.65.b. Desplazamiento en el estado límite del muro en la altura de contraflexura para la deriva límite del código

$$\Delta_{DB} = \Delta_s + (\theta_c - 0.5\theta_{w,CB}) H_s$$

Sección 6.8.4.

Ec. 6.65.d. Rotación límite de la viga de acople con armado en diagonal correspondiente a la deformación del material

$$\theta_{CB,lim} = \frac{0.6\epsilon_s (0.5L_{CB} + L_{wv})}{0.75h_{CB}}$$

Sección 6.8.4.

Ec. 6.65.c. Rotación límite de la viga de acople en el estado límite

$$\theta_{w,CB} = \frac{\theta_{CB,lim}}{1 + I_w / L_{CB}}$$

Sección 6.8.3.

Ec. 6.62. Rotación límite del muro debido a la viga de acople correspondiente a la deformación del material

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

Nota: Esta ecuación se utiliza únicamente cuando el caso b predomina.

Sección 3.5.4.

Ec. 3.36. Factor de ductilidad de diseño

$$\mu = \Delta_d / \Delta_s$$

Sección 6.8.5.

Sección 3.5.3.

Ec. 3.17.a. Amortiguamiento equivalente para muros de concreto

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

Ec. 3.17.b. Amortiguamiento equivalente para vigas de concreto

$$\zeta_{eq} = 0.05 + 0.565 \left(\frac{\mu - 1}{\mu\pi} \right)$$

Sección. 6.8.5.

Ec. 6.66.a. Amortiguamiento equivalente para muros de acople

$$\zeta_{eq} = (1 - \beta_{CB}) \zeta_w + \beta_{CB} \zeta_{CB}$$

11. Aplicación del DD8D para determinar el cortante basal

Espectro elástico de diseño en desplazamientos NEC15

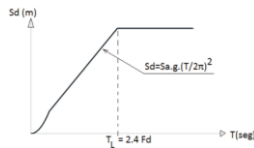


Figura 4. Espectro sísmico elástico de desplazamientos para diseño NEC15-SE-DS

Ingreso de datos

Factor de zona Z	0.4	g
Coefficiente de perfil de suelo Fa	1	-
Coefficiente de perfil de suelo Fd	1	-
Coefficiente de perfil de suelo Fs	0.75	-
Razón entre aceleración espectral n	2.48	-

NEC-SE-DS 3.2.2 Tabla 3

NEC-SE-DS 3.2.2 Tabla 4

NEC-SE-DS 3.2.2 Tabla 5

NEC-SE-DS 3.3.1

Periodo límite de vibración en el espectro elástico de aceleraciones

Tc 0.413 s

NEC-SE-DS 3.3.1

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

Periodo límite de vibración en el espectro de desplazamientos (periodo de la esquina)

TL 2.40 s

NEC-SE-DS 3.3.1

$$T_e = 2.4 \cdot F_d$$

Aceleración del espectro de respuesta elástico de aceleraciones

Sa 0.171 s

NEC-SE-DS 3.3.2

$$S_a = S_a(g) \cdot (T/2\pi)^2 \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_L$$

$$S_a = S_a(g) \cdot (T_L/2\pi)^2 \quad \text{para } T > T_L$$

Desplazamiento elástico de diseño de desplazamientos para un amortiguamiento del 5%

Sd 0.244 m

Factor de reducción del espectro de desplazamientos

R_ξ 0.611 -

Priestley M., Calvi G., Kowalski M. (2007) Sección 3.5.3.

Ec. 2.8. Factor de escalamiento de amortiguamiento

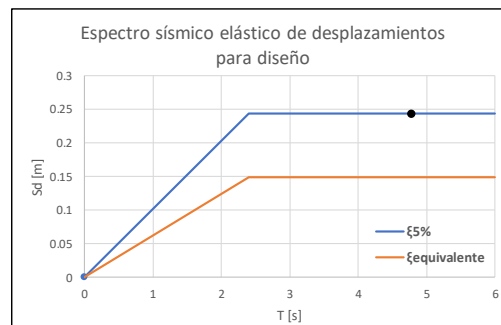
$$R_{\xi} = \left(\frac{0.07}{0.02 + \xi} \right)^{\alpha}$$

$$\Delta_{\xi eq} = \xi eq \cdot \Delta_{\xi=5\%}$$

Desplazamiento en el periodo de la esquina

Δ_{eq} 0.149 m

Espectro elástico de desplazamientos para el diseño



Revisión de la capacidad de desplazamiento

Δξeq < Δd **La capacidad de desplazamiento excede la demanda espectral**

Sección 3.4.6.

Requiere corrección de desplazamiento

Caso A	Δy > Δξ=5%	Desplazamiento de fluencia excede el desplazamiento al 5% de amortiguamiento en el periodo de la esquina.
Caso B	Δy < Δξ=5%	Desplazamiento de fluencia es menor que el desplazamiento al 5% de amortiguamiento en el periodo de la esquina.

Δy > Δξ=5% **Corresponde a caso A: Desplazamiento de fluencia excede el desplazamiento al 5% de amortiguamiento en el periodo de la esquina.**

Corrección caso A

Δ_{dcor} 0.244 m

Φ_{yw} propuesto 0.0013 /m

Φ_{yw} propuesto < Φ_{yw} inicial **Ok**

Δ_ycor 0.231 m

μ_w 1.000 -

0.67μ_{CB} 19.11 -

ζ_w 0.050 -

ζ_{CB}	0.220	-
ζ_{VYS}	0.152	-
R_{ζ}	0.637	-
Δ_{teq}	0.156	m

Perfil de desplazamientos

Piso	Hi	Δe	Δp	Δt	θ	$mi*\Delta t$	$mi*\Delta t^2$	$mi*\Delta t*Hi$
12	36	0.355	0.000	0.355	1.19%	1.26	0.45	45.19
11	33	0.319	0.000	0.319	1.19%	1.13	0.36	37.25
10	30	0.283	0.000	0.283	1.19%	1.00	0.28	30.07
9	27	0.247	0.000	0.247	1.19%	0.88	0.22	23.64
8	24	0.212	0.000	0.212	1.19%	0.75	0.16	17.98
7	21	0.176	0.000	0.176	1.19%	0.62	0.11	13.07
6	18	0.140	0.000	0.140	1.17%	0.50	0.07	8.93
5	15	0.105	0.000	0.105	1.10%	0.37	0.04	5.57
4	12	0.072	0.000	0.072	0.96%	0.26	0.02	3.06
3	9	0.043	0.000	0.043	0.76%	0.15	0.01	1.38
2	6	0.020	0.000	0.020	0.50%	0.07	0.00	0.43
1	3	0.005	0.000	0.005	0.18%	0.02	0.00	0.06
					Σ	7.00	1.71	186.64

Sección 6.3.1. Perfil de desplazamientos

Ec. 6.7 $\Delta_{Di} = \Delta_{yi} + (\theta_c - \phi_{y,i}) L_p H_i$

$\Delta_{Di} = \Delta_{yi} + (\theta_c - \phi_{y,i} H_{CF} / 2) H_i$

for $H_i \leq H_{CF}$

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

for $H_i > H_{CF}$

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

Desplazamiento de diseño

$\Delta_{dac} = 0.244$ m $\Delta_{dac} = \Delta_{dcor}$ **Ok**

Periodo elástica

$T_{el} = 4.77$ s

Periodo el $T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$

Masa efectiva

$m_e = 28.69$ MN/g

Sección 3.5.3.

Ec. 3.33. $m_e = \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i) / \Delta_d$

Rigidez elástica

$K_{el} = 5.065$ MN/m

Rigidez el $K_{EL} = \frac{\%m_{eff}}{\Delta_y}$

Cortante basal

$V_{base} = 1.24$ MN

Sección 3.4.4.

Ec. 3.24. $V_{base} = K_y \Delta_d$

Momento basal

$M_{OTM} = 31.15$ MNm

$M_{OTM} = H\theta + V_{base}$

Revisión de efectos P-Δ

Índice de estabilidad

$\theta_s = 0.225$ -

Sección 3.6.1.

Ec. 3.45. Inc $\theta_s = \frac{P_{\Delta_{max}}}{M_{OTM}}$ **estabilidad**

Revisión de estabilidad

$\theta_s < 0.33$ **Cumple índice de estabilidad**

$\theta_s > 0.1$ **Requiere amplificar efectos P-Δ**

Sección 3.6.3. (b) Estructuras de concreto

Efectos P-Δ

C **0.5** -

Cortante basal amplificado por efectos P-Δ				
V_{base} amplificado P-Δ	1.375	MN	→	140.151 T
Momento basal amplificado por efectos P-Δ				
M_{OTM} amplificado P-Δ	34.647	MNm	→	3531.794 Tm

Ec. 3.48. $V = K_y \Delta_d + C \cdot \frac{P_{\Delta}}{H} \Delta_d$

Ec. 3.44 $M_B = K_y \Delta_d H + C \cdot P_{\Delta} \Delta_d$

12. Cortante sísmico que absorbe cada viga de acople

Cortante de diseño de la viga de acople

$V_{CB} = 0.217$ MN

Sección 6.8.1.

Ec. 6.55. $V_{CB,i} = \frac{\beta_{CB} M_{OTM}}{nL}$ **gas de acople**

Fuerza gravitacional que el muro absorbe

$F_m = 2.774$ MN

Fuerza de tensión de levantamiento total en el muro debido a las vigas de acople

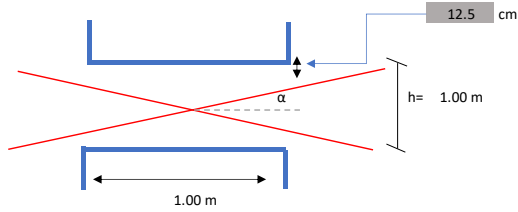
F_1 2.599 MN

Comprobación de tensión por levantamiento

$F_m > F_l$ ∴ No existe fuerza de tensión neta en el muro.

Nota: Esta comprobación permite verificar que se asumió θ_{CB} correctamente

13. Diseño de las vigas de acople



Diseño de las diagonales

Ángulo α de la diagonal

α 36.87 °

Acero requerido en diagonales

Asreq 3.91 cm²

Acero colocado en diagonales

4 ϕ 12 Ascolc 4.52 cm²

Ascolc > As **Ok**

Geometría de las diagonales

Condiciones ACI 18.10.7.4. c) Dimensiones de los paquetes

$b_{dia} = 20$ cm

$h_{dia} = 5$ cm

$b_{diaasum} = 20$ cm

$h_{diaasum} = 20$ cm

Comprobación

Ok

Ok

Refuerzo transversal de las diagonales

Condiciones ACI 18.10.7.4. c) Refuerzo transversal en paquetes

r 2 cm

Ag 576 cm²

Ach 400 cm²

ϕ Estribo 10 cm

s 7 cm

Ash1 0.84 cm²

Ash2 1.23 cm²

#Ramales 2 -

#Estribos 1 -

#Grapas 0 -

ACI318-19

Sección 18.10.7.4

Ec. 18.10.7.4.

$$V_n = 2A_{df}f_s \sin \alpha \leq 0.83\sqrt{f'_c}A_{dv}$$

Sección 18.10.7.4. c)

(i) $0.09A_b \frac{f'_c}{f_y}$

(ii) $0.3A_b \left(\frac{A_h}{A_b} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$

Diseño de la viga de acople

Acero base viga de acople

Condiciones ACI 18.10.7.4. c) Acero de piel viga de acople

Asreq 10.85 cm²

Ascolc 4 ϕ 20

Ascolc 12.57 cm²

Ascolc > As **Ok**

Sección 9.6.1.2. Asmín b)

$$\frac{1.4}{f_y} b_w d$$

Acero de piel en la viga de acople

En dirección y

Ascol 2 ϕ 12 @ 25 cm

Ascolc 2.26 cm²

Asreq 1.75 cm²

Ascolc>Asreq **Ok**

Acero transversal viga de acople

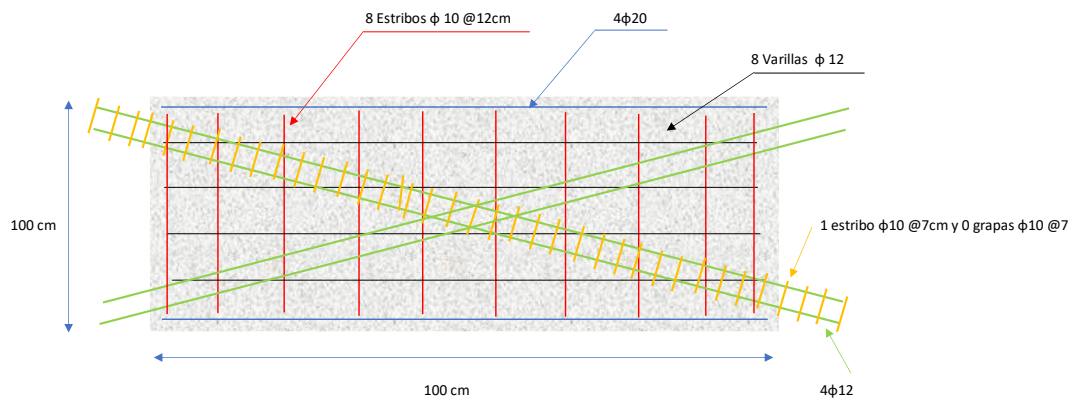
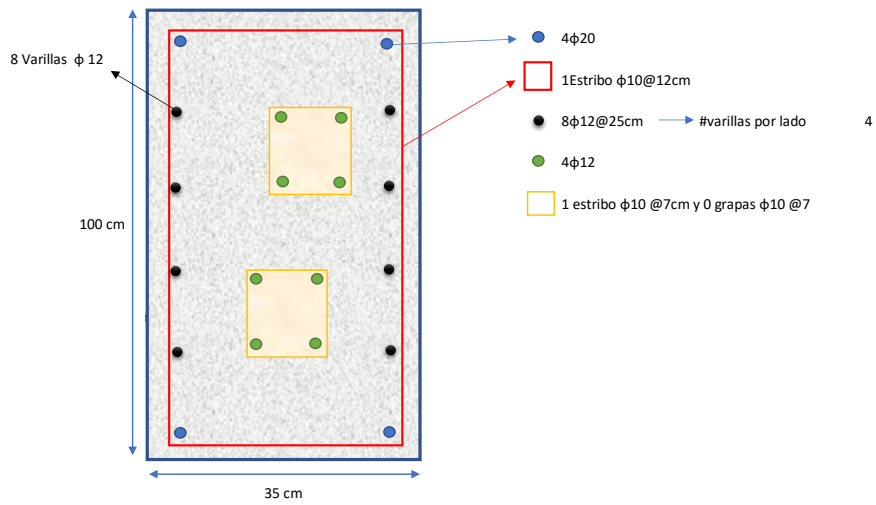
s<= 6 ϕ d/4

s<= 12 23.25

s<= 12

Ascol 1 Estribo ϕ 10 @ 12 cm

Esquema del diseño de la viga de acople



14. Diseño del muro de acople

Diseño de capacidad simplificado

Periodo elástico de la estructura

T_i 1.378 s

Capacidad de Momento por muro

$\phi^o M$ 1 -

M^o_{base} 3.465 MNm → 353.18 T

Priestley M., Calvi G., Kowalski M. (2007)
Sección 6.6.

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

Sección 6.6.2. a)

$$\phi^o M_R$$

Capacidad de la fuerza de Corte

Factor de sobrerresistencia

$$\Phi^{\circ}_V = 1.18 \quad -$$

Factor de amplificación dinámica

$$C_{2,T} = 0.418 \quad -$$

$$\omega_v = 5.256 \quad -$$

Capacidad de la fuerza cortante por muro

$$V_{base} = 0.853 \quad MN \rightarrow 86.92 \quad T$$

Sección 6.6.2. a)

Ec. 6.50

$$\omega_s = 1 + \frac{M}{\phi^{\circ} C_{2,T}}$$

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

Ec. 6.49

$$V_{base} = \phi^{\circ} \omega_s V_{base}$$

Solicitaciones de diseño

	P [T]	M [T-m]	V [T]
D	282.81	25.43	12.13
L	55.74	5.78	2.7
S	264.88	353.18	86.92

Combinaciones

Combinaciones NEC15-SE-CG 3.4.3. Combinación para el diseño por ultima resistencia

	Pu [T]	Mu [T-m]	Vu [T]	σ^+ [T/m2]	σ^- [T/m2]		
1	1.4D	395.934	35.602	16.982	444.89	309.27	
2	1.2D+1.6L	428.556	39.764	18.876	483.89	332.41	
3	1.2D+L+E	659.9965	389.4754	104.1749	1370.43	-113.29	
4	1.2D+L-E	130.2275	-316.883	69.66293	-479.56	727.61	
5	0.9D+E	519.4135	376.0664	97.83593	1211.00	-221.64	
6	0.9D-E	-10.3555	-330.292	76.00193	-638.99	619.27	
				σ_{max}	1370.43	727.61	1370.426 [T/m2]
				σ_{min}	-638.99	-221.64	-638.99 [T/m2]

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

Diseño a flexocompresion

Asmín en 0.15lw

Condiciones ACI 18.10.2.4. acero en 0.15lw

Cabezal 1

$$Asmín = 10.04 \quad cm^2$$

$$Armado \quad 16 \quad \phi \quad 20$$

$$Ascolc = 50.27 \quad cm^2 \quad Ascolc > Asmín \quad Ok$$

Cabezal 2

$$Asmín = 10.04 \quad cm^2$$

$$Armado \quad 10 \quad \phi \quad 20$$

$$Ascolc = 31.42 \quad cm^2 \quad Ascolc > Asmín \quad Ok$$

Asmín en el alma

$$Armado \quad 2 \quad \phi \quad 20 \quad @ \quad 25$$

Condiciones ACI 18.10.2.1. acero en alma

$$p = 0.007181 \quad - \quad p > 0.0025 \quad Ok$$

Revisión de cuantía

Condiciones NEC-SE-HM 4.3.3. Cuantía máxima de refuerzo longitudinal elementos flexocompresión

$$p_{tot} = 1.20\% \quad Ok$$

Comprobación de diseño

	Pu [T]	Mu [T-m]	ϕP_n	ϕM_n	Mpr	C [cm]	Condición de diseño $\phi M_n > M_u$	
3	1.2D+L+E	660.00	389.48	658.3	1031.7	1318.28	120	Ok
6	0.9D-E	-10.36	330.29	-13.9	538.04	687.50	43	Ok

Diseño a corte

Solicitaciones de diseño

$$V_e = 104.17 \quad T$$

Ancho requerido

Condiciones ACI 9.9.2.1 Límites dimensionales

$b_{w\text{propuesto}}$ 35.0 cm

$b_{w\text{requerido}}$ 10.44 cm **Ok**

Acero requerido

Condiciones ACI 18.10.4.1 Resistencia a cortante

$hwcs/lw$ 12.00 -

Condición 2: $\alpha = 0.53$

α_c 0.53

p_s 0.0010

Armado a corte 2 ϕ 12 @ 20 cm

p_{colc} 0.0032 - $p_{colc} > p_s$ **Ok**

Diseño de cabezales

Comprobación de requerimiento

Condiciones ACI 18.10.6.3 Requerimiento de cabezales

$0.2f'_c =$ 560 T/m^2

Condición $\sigma > 0.2f'_c$ **No cumple** \rightarrow **Requiere cabezales**

Extensión horizontal

$C =$ 120 cm

$C =$ 43 cm

Condiciones ACI 18.10.6.3 a) Extensión horizontal

$C - 0.1lw =$ 90 cm

$C - 0.1lw =$ 13 cm

$C/2 =$ 60 cm

$C/2 =$ 21.5 cm

Máx = 90 cm

Máx = 21.5 cm

El cabezal debe extenderse al menos **90** cm a la izquierda y **30** cm a la derecha

Ancho mínimo de la distancia horizontal

$b =$ 19 cm

Condiciones ACI 18.10.6.3 b) Ancho de la zona de compresión por flexión

$b_w > h_u/16$ **Ok, ancho suficiente**

Ancho mínimo muros largos

$hw/lw =$ 12.00 -

$C/lw =$ 0.40 -

Condiciones ACI 18.10.6.3 c) Ancho mínimo muros largos

$hw/lw \geq 2$ **Ok**

$C/lw \geq 3/8$ **Ok** El ancho debe ser mayor o igual a 30cm

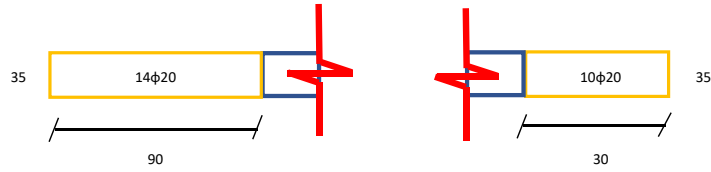
El ancho debe ser mayor o igual a 30cm

Extensión del ancho efectivo dentro del alma

Condiciones ACI 18.10.6.3 d) Extensión del ancho efectivo dentro del alma

Ok

Refuerzo transversal en el cabezal



Condiciones ACI 18.10.6.3 e) Espaciamiento refuerzo transversal

Condiciones ACI 18.7.5.3. Separación refuerzo transversal

$s \leq$	b/3	h/3	6φ	10 cm	$s \leq$	b/3	h/3	6φ	10 cm
$s \leq$	11.67	30.00	12	10	$s \leq$	11.67	10.00	12	10
$s \leq$	10.00	cm			$s \leq$	10.00	cm		

Condiciones ACI 18.7.5.4. Refuerzo transversal

Ag	3150	cm ²	Ag	1050	cm ²
Ach	2214	cm ²	Ach	594	cm ²

Ramas cortas

	bc''=	27		bc''=	27		
h''=hc	82		h''=hc	22			
Ash1	6.93	cm ²	Ash1	3.38	cm ²		
Ash2	4.92	cm ²	Ash2	1.32	cm ²		
Asreq	6.93	cm ²	@	10	cm		
Asreq	3.38	cm ²	@	10	cm		
Estribos	φ	12	cm	Estribos	φ	12	cm
#Ramales	6.13		#Ramales	2.99			
#Rasum	7		#Rasum	3			
#Estribos	3		#Estribos	1			
#Ganchos	1		#Ganchos	1			

3	Estribos	φ	12	@	10	cm
1	Ganchos	φ	12	@	10	cm

1	Estribos	φ	12	@	10.00	cm
1	Ganchos	φ	12	@	10.00	cm

Ramas largas

	bc=	82		bc=	22		
h''=hc	27		h''=hc	27			
Ash1	2.28	cm ²	Ash1	4.15	cm ²		
Ash2	1.62	cm ²	Ash2	1.62	cm ²		
Asreq	2.28	cm ²	@	10	cm		
Asreq	4.15	cm ²	@	10	cm		
Estribos	φ	12	cm	Estribos	φ	12	cm
#Ramales	2.02		#Ramales	3.67			
#Rasum	3		#Rasum	4			
#Estribos	1		#Estribos	2			
#Ganchos	1		#Ganchos	0			

1	Estribos	φ	12	@	10	cm
1	Ganchos	φ	12	@	10	cm

2	Estribos	φ	12	@	10	cm
0	Ganchos	φ	12	@	10	cm

Revisión del espaciamento de As vertical hx

Condiciones ACI 18.7.5.3. e) Separación refuerzo transversal

$hx \leq$ 35cm 2/3b

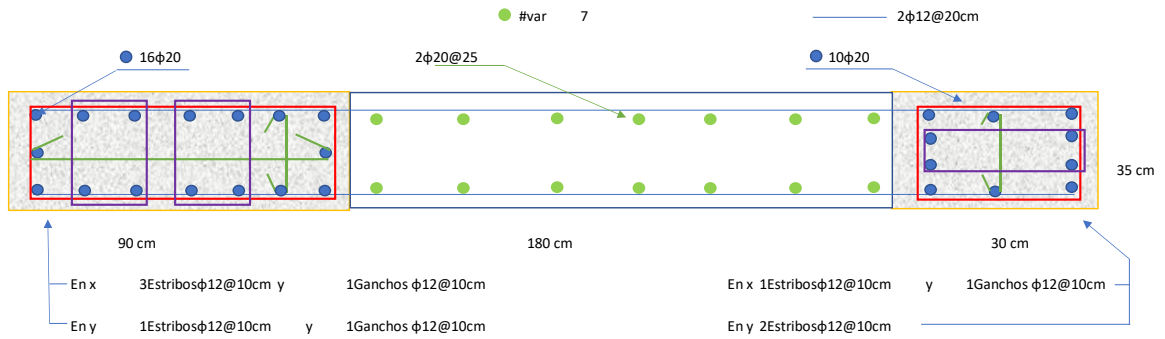
En columna

2/3b	23.33	cm	2/3b	60.00	cm	2/3b	23.33	cm	2/3b	20.00	cm
hx	23.33	cm	hx	35.00	cm	hx	23.33	cm	hx	20.00	cm
#Espaci	2		#Espaci	6		#Espaci	3		#Espaci	2	
r	4	cm	r	4	cm	r	4	cm	r	4	cm

(e) El refuerzo debe disponerse de tal manera que el espaciamento horizontal h_x entre las barras longitudinales soportadas lateralmente por la esquina de un gancho suplementario o una rama de estribo cerrado de confinamiento no exceda 350 mm alrededor del perímetro de la sección de la columna.

Espaciamiento real	12.0	Espaciamiento real	13.2	Espaciamiento real	8.0	Espaciamiento real	9.5
Condición hx	Ok	Condición hx	Ok	Condición hx	Ok	Condición hx	Ok

Esquema de diseño



ANEXO VI

MODELACIÓN DE LA GEOMETRÍA 2 EN ETABS

Asignación de materiales

Material Property Data

General Data

Material Name: Fe 280 kg/cm²

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: [Color Selection]

Material Notes: [Text Area]

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 2400 kg/m³

Mass per Unit Volume: 244.732 kg-f³/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 209165.01 kg/cm²

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.000099 1/C

Shear Modulus, G: 87152.09 kg/cm²

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

Modulus of Rupture for Cracked Deflections

Program Default (Based on Concrete Slab Design Code) User Specified

OK Cancel

Material Property Data

General Data

Material Name: fy 4200

Material Type: Rebar

Directional Symmetry Type: Uniaxial

Material Display Color: [Color Selection]

Material Notes: [Text Area]

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 7850 kg/m³

Mass per Unit Volume: 800.477 kg-f³/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2038901.92 kg/cm²

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

OK Cancel

Asignación de secciones de los elementos estructurales

Frame Properties

Filter Properties List

Type: All

Filter: [Text Field] Clear

Properties

Find This Property

- C55x55
- C55x55**
- C60x60
- C65x65
- C70x70
- V30x40

Click to:

Import New Properties... Add New Property... Add Copy of Property... Modify/Show Property... Delete Property... Delete Multiple Properties... Convert to SD Section... Copy to SD Section... Export to XML File...

OK Cancel

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: [Text Field]

Material: Fe 280 kg/cm²

Notional Size Data: [Text Field]

Display Color: [Color Selection]

Notes: [Text Area]

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 0.4 m

Width: 0.3 m

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers... Currently User Specified

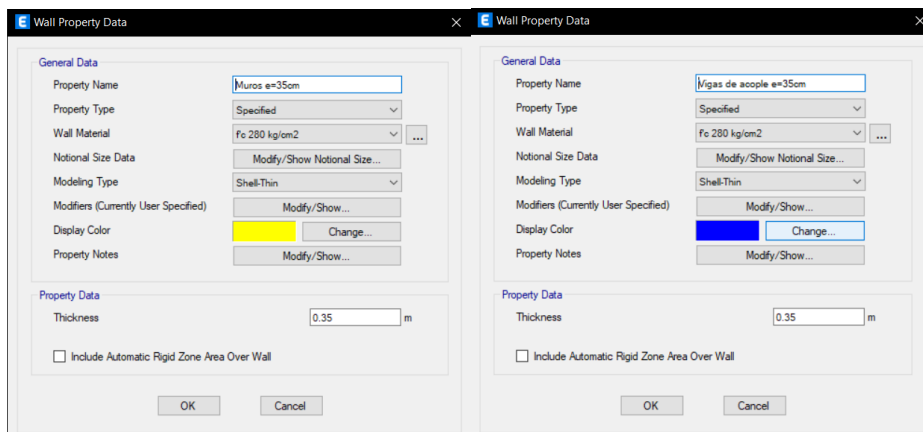
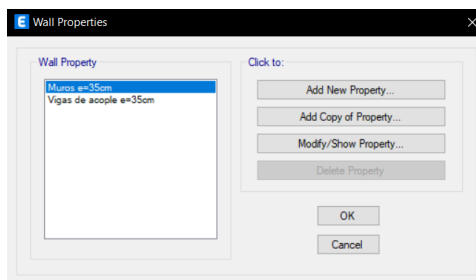
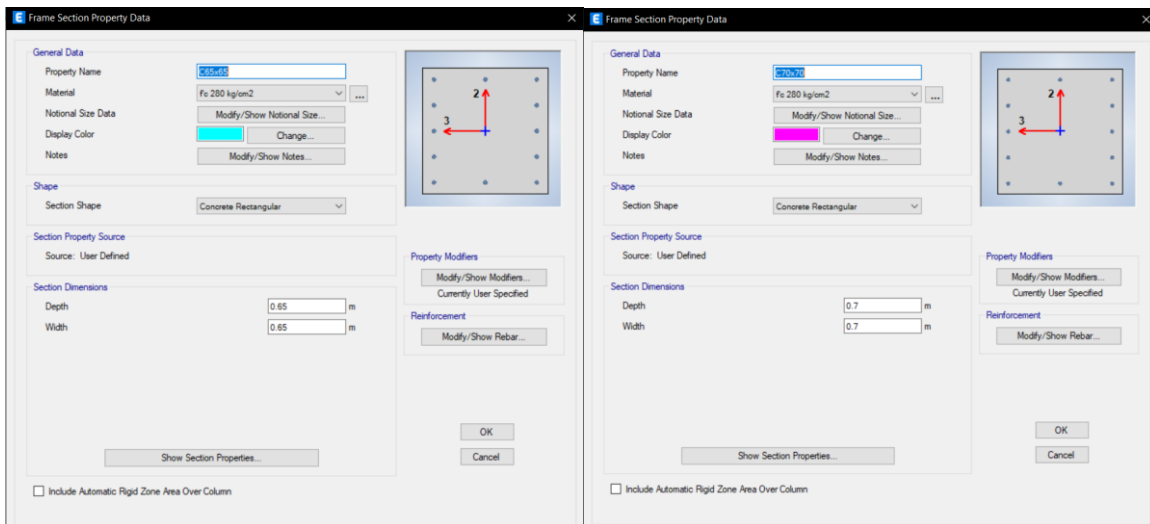
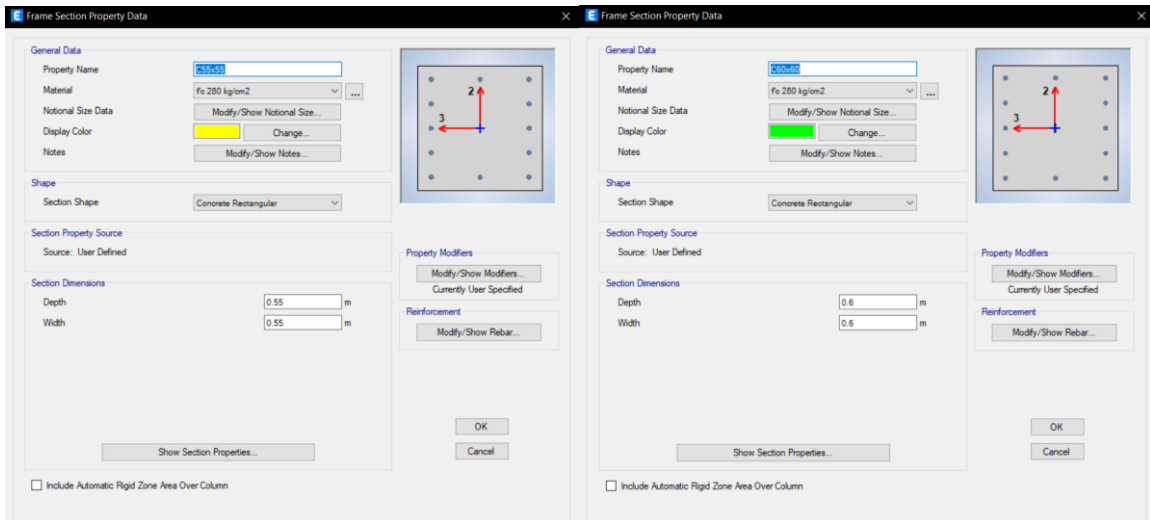
Reinforcement

Modify/Show Rebar...

Show Section Properties...

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

OK Cancel



Agrietamiento de la inercia de las secciones

Vigas

Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0.5
Moment of Inertia about 3 axis	0.5
Mass	1
Weight	1

OK Cancel

Columnas

Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0.8
Moment of Inertia about 3 axis	0.8
Mass	1
Weight	1

OK Cancel

Muros de acople

Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Membrane f11 Direction	0
Membrane f22 Direction	1
Membrane f12 Direction	1
Bending m11 Direction	0.6
Bending m22 Direction	0.6
Bending m12 Direction	1
Shear v13 Direction	1
Shear v23 Direction	1
Mass	1
Weight	1

OK Cancel

Vigas de acople

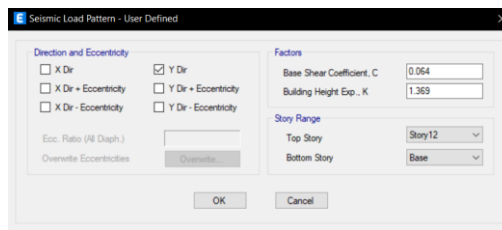
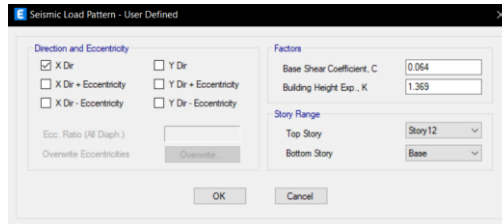
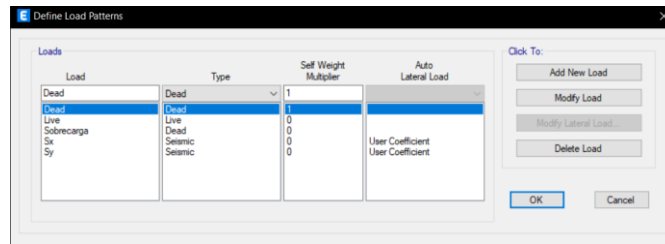
Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

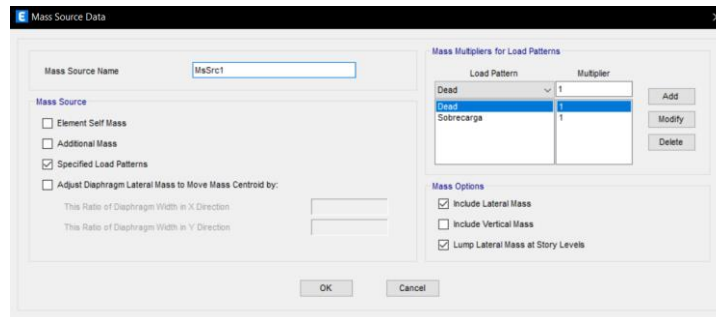
Membrane f11 Direction	1
Membrane f22 Direction	1
Membrane f12 Direction	1
Bending m11 Direction	0.35
Bending m22 Direction	0.35
Bending m12 Direction	1
Shear v13 Direction	1
Shear v23 Direction	1
Mass	1
Weight	1

OK Cancel

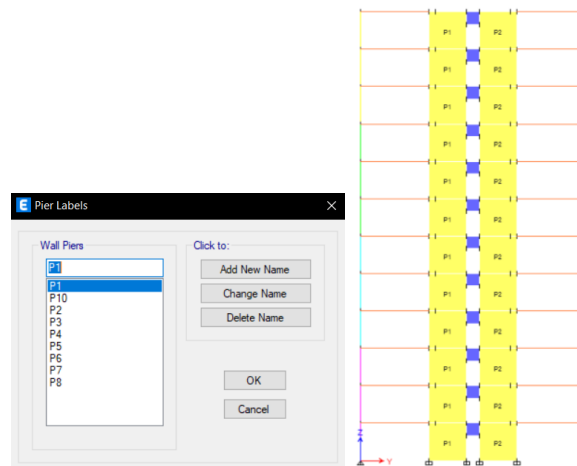
Cargas sobre la estructura



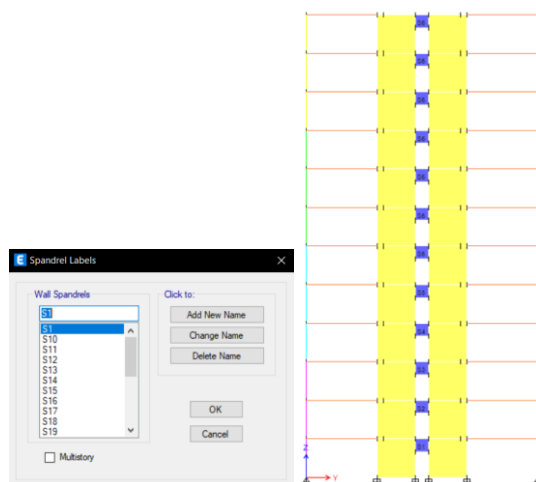
Masa reactiva



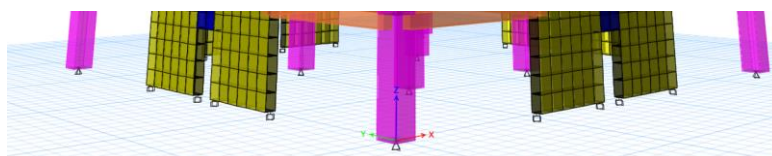
Definición de Pier labels en muros de acople



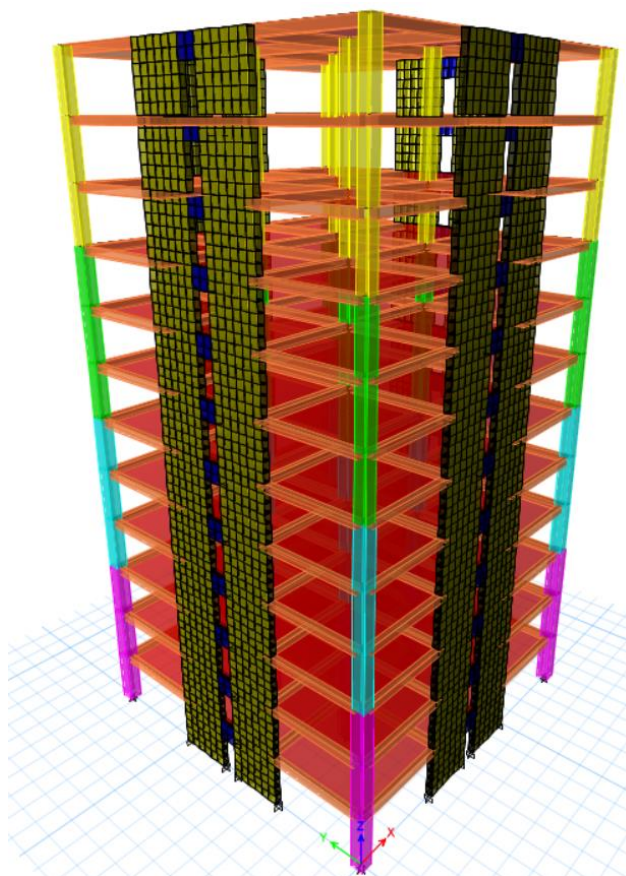
Definición de Spandrel labels en vigas de acople



Condición de apoyo



Modelo de la estructura



Fuerzas internas

