



**DESARROLLO DE METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO DE MUROS
DE CORTE BASADO EN EL CÓDIGO ACI 318-14 Y ANÁLISIS
COMPARATIVO CON EL USO DE SOFTWARE DE ÚLTIMA
GENERACIÓN.**

Autores: Flores, Arianna
Mendoza, Jorge

Urb. Yuma II, Calle No 3 Municipio San Diego
Teléfono (0241) 8714240 (máster)



REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE CIVIL
CARRERA INGENIERÍA CIVIL

**DESARROLLO DE METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO DE MUROS DE
CORTE BASADO EN EL CÓDIGO ACI318-14 Y ANÁLISIS
COMPARATIVO CON EL USO DE SOFTWARE DE ÚLTIMA
GENERACIÓN.**

Proyecto del Trabajo de Grado para optar al título de
INGENIERO CIVIL.

Autores: Flores Arianna
C.I 25.072.596
Mendoza Jorge
C.I 22.311.159

Tutor: Ing Pérez O Luisana
C.I 17.637.175

San Diego, Octubre de 2017.



REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE CIVIL
CARRERA INGENIERÍA CIVIL

San Diego, Octubre de 2017.

ACEPTACIÓN DEL TUTOR

Quien suscribe, Ingeniero Luisana Pérez Ostos, portadora de la cédula de identidad N° 17.637.175 en mi carácter de tutor del trabajo de grado presentado por los ciudadanos Arianna Flores y Jorge Mendoza, portadores de la cédula de identidad N° 25.072.596 y 22.311.159, (respectivamente), **DESARROLLO DE METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO DE MUROS DE CORTE BASADO EN EL CÓDIGO ACI318-14 Y ANÁLISIS COMPARATIVO CON EL USO DE SOFTWARE DE ÚLTIMA GENERACIÓN.** Presentado como requisito parcial para optar al título de Ingeniero, considero que dicho trabajo reúne los requisitos y méritos suficientes para ser sometido a la presentación pública y evaluación por parte del jurado examinador que se designe.

En San Diego, a los trece días del mes de octubre del año dos mil diez y siete

Ing. Luisana Pérez O.
C.I. 17.637.175



Universidad José Antonio Páez
Facultad de Ingeniería

FI-CV-043-2018-1

Valencia, 25 de Enero de 2018.

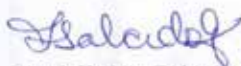
Ciudadanos:

Flores Arianna
C.I. 25.072.596
Mendoza Jorge
CI. 22.311.159
Presente.-

Cumplo con informarle que la Comisión de Trabajo de Grado y Pasantías de la Facultad de Ingeniería en su reunión N° 1-2018 de fecha 25/01/2018 aprobó el proyecto de trabajo de grado titulado **“DESARROLLO DE METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO DE MUROS DE CORTE BASADO EN EL CÓDIGO ACI318-14 Y ANÁLISIS COMPARATIVO CON EL USO DE SOFTWARE DE ÚLTIMA GENERACIÓN.”** Presentado por usted(es) como requisito para optar al título de Ingeniero Civil.

Se ratifica la designación de la Ing. Luisana López C.I. 17.637.175 y la Ing. Alicia Yanez de Pizzella, C.I. 4.598.880 como Tutores Académicos que lo asesorarán en el desarrollo de este proyecto.

Atentamente,



Prof. Zulay Salcedo
Decana de la Facultad de Ingeniería



c. c. Coordinación de Pasantías y Trabajo de Grado (1).

ZS/fr

AGRADECIMIENTOS

A nuestros padres, quienes siempre nos han brindaron su apoyo y nos fortalecieron para el desarrollo de nuestra carrera y en el levantamiento del siguiente proyecto.

A nuestros amigos y compañeros, quienes nos llenaron de consejos y ánimos en éste largo proyecto.

A cada una de las personas que de manera directa o indirectamente influyeron y fueron parte de este logro, a todos ustedes.

A la Universidad José Antonio Páez, casa de estudio que nos acogió durante toda nuestra carrera Universitaria.

A todos los profesores, quienes nos han dejado diversas enseñanzas a lo largo de este camino.

A la Ing. Luisana Pérez, por apoyarnos como tutora y ser nuestra compañera, quien nos oriento en todo momento compartiendo sus conocimientos en la materia y brindó aliento para seguir adelante con los retos que se presentaron para la realización de este proyecto.

DEDICATORIA.

En primer lugar a Dios todopoderoso y la Virgen de la Pastora, en quienes hemos confiado y no han retribuido con hechos cada uno de esas tareas y oportunidades que no han ofrecido a lo largo de toda nuestra vida.

A nuestros padres, Pedro Flores, Ayleen Manrique, Jorge Mendoza e Isnelia Franco por ser nuestros guías en toda nuestra vida con educación, valores y virtudes, que nos han desarrollado como buenas personas y lograr ser un reflejo de ellos.

A nuestros amigos, quienes han sido un gran apoyo cuando los hemos necesitado, siempre demostrando su cariño y aprecio hacia nosotros, siempre los tendremos presentes.

A nuestros compañeros de estudios, Giuliano Piersanti, Eleazar Velásquez, Valentina Galindo, María Laura Regina y Rafael Irigoyen que juntos superamos esta etapa final de nuestra carrera con muchas experiencias que solo convivimos con ustedes, cada una de las materias que tuvimos que cursar para llegar a este nivel y todas aquellas actividades que debimos realizar para cumplir con nuestras metas de ser profesionales.

ÍNDICE GENERAL

| CONTENIDO | Pp. |
|--|----------|
| ÍNDICE DE TABLAS | x |
| ÍNDICE DE CUADROS..... | x |
| ÍNDICE DE FIGURAS | xii |
| ÍNDICE DE GRÁFICOS | xii |
| ÍNDICE DE APÉDICE | xiii |
| RESUMEN | xivv |
| INTRODUCCIÓN..... | 1 |
| CAPÍTULO | |
| 1. EL PROBLEMA | 3 |
| 1.1. Planteamiento del Problema. | 3 |
| 1.2. Formulación del Problema..... | 4 |
| 1.3. Objetivos de la Investigación. | 4 |
| 1.3.1. Objetivo General. | 4 |
| 1.3.2. Objetivos Específicos. | 4 |
| 1.4. Justificación del Problema..... | 4 |
| 1.5. Alcance y Limitaciones. | 5 |
| 2. MARCO TEÓRICO | 6 |
| 2.1. Antecedentes de la Investigación..... | 6 |
| 2.2. Bases Teóricas. | 7 |
| 2.2.1. Muros de Corte..... | 7 |
| 2.2.2. Sistemas Estructurales con Muros..... | 18 |
| 2.2.3. Análisis de Muros de Corte..... | 26 |
| 2.2.4. Análisis de Viga de Acople..... | 29 |
| 2.2.5. Concreto Armado. | 29 |

| | |
|---|-----------|
| 2.2.6. Método de los Estados Límites. | 31 |
| 2.2.8. Edificaciones Sismorresistentes. | 36 |
| 2.3. Definición de Términos Básicos. | 36 |
| 3. MARCO METODOLÓGICO. | 39 |
| 3.1 Tipo de investigación. | 39 |
| 3.2 Nivel de Estudio. | 40 |
| 3.3 Diseño de la Investigación. | 40 |
| 3.4 Población y Muestra. | 40 |
| 3.4.1 Población. | 40 |
| 3.4.2 Muestra. | 41 |
| 3.5 Técnicas e Instrumentación para la Recolección de Datos. | 41 |
| 3.6 Fases Metodológicas. | 42 |
| 4. RESULTADOS. | 44 |
| 4.1. Describir el comportamiento de las estructuras con Muros Estructurales especiales o muros de corte incluyendo los miembros del sistema resistente que los componen como vigas de acople y machones. | 44 |
| 4.2. Establecer una metodología de diseño de muros de corte basada en el código ACI 318-14. | 49 |
| 4.2.1. Análisis de Cargas Losa Maciza de la Limonera. | 49 |
| 4.2.2. Combinaciones de Carga. | 51 |
| 4.2.3. Peso Sísmico. | 53 |
| 4.2.4. Clasificación de la Edificación. | 53 |
| 4.2.5. Metodología simplificada. | 55 |
| 4.2.6. Análisis de Cargas de Estructura tipo Spandrel. | 72 |
| 4.2.7. Clasificación de la Edificación tipo Spandrel. | 72 |
| 4.2.8. Diseño de Viga de Acople. | 73 |
| 4.2.9. Aplicación de Metodología simplificada. | 77 |
| 4.2.10. Aplicación de metodología para Viga de Acople. | 133 |
| 4.2.11. Diagrama de Flujo de Metodología Simplificada. | 138 |

| | |
|---|-----|
| 4.3. Realizar un análisis comparativo de la metodología planteada y los resultados obtenidos a partir del análisis estructural empleando software de última generación. | 139 |
| 4.4. Evaluar y analizar la confiabilidad y precisión del software de acuerdo a los resultados obtenidos con la aplicación de la metodología basada en el Código ACI 318-14..... | 161 |
| CONCLUSIONES | 164 |
| REFERENCIAS | 167 |
| APÉNDICES | 168 |

ÍNDICE DE TABLAS

| TABLA | Pp. |
|--|------------|
| 1. Peso de acabados, losa de Entrepiso. | 49 |
| 2. Otras cargas, losa de Entrepiso. | 50 |
| 3. Combinaciones de Cargas, Combo 1. | 51 |
| 4. Combinaciones de Cargas, Combo 2. | 52 |
| 5. Combinaciones de Cargas, Combo 3. | 52 |
| 6. Pesos Sísmicos considerados para la Edificación. | 53 |
| 7. Parámetros Sísmicos de la Edificación. | 53 |
| 8. Resumen de Cargas. | 72 |
| 9. Pesos Sísmicos considerados para la Edificación. | 72 |
| 10. Parámetros Sísmicos de la Edificación. | 72 |

ÍNDICE DE CUADROS

| CUADRO | Pp. |
|---|------------|
| 1. Resumen de Cargas. | 50 |
| 2. Profundidad del Eje Neutro de Muro Rectangular. | 139 |
| 3. Demanda – Capacidad de Muro Rectangular. | 141 |
| 4. Profundidad del Eje Neutro de Muro tipo T. | 142 |
| 5. Demanda – C de Muro tipo T. | 146 |
| 6. Profundidad del Eje Neutro de Muro tipo Cruz. | 149 |
| 7. Demanda – Capacidad de Muro tipo Cruz. | 152 |
| 8. Profundidad del Eje Neutro de Muro tipo L. | 154 |
| 9. Demanda – Capacidad de Muro tipo L. | 158 |
| 10. Comparación de Resultados entre hoja de cálculo y el software. | 160 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| FIGURA | Pp. |
|---|-----|
| 1. Fuerzas dentro y fuera del plano..... | 9 |
| 2. Geométrica de Muro de Corte típico, a) Sección Transversal, b) Elevación..... | 9 |
| 3. Muro Estructural en Cantiliver. | 10 |
| 4. Distribución de acero de Muro Estructural..... | 11 |
| 5. Clasificación de Muros según su relación de aspecto. | 13 |
| 6. Clasificación de los tipos de muros según proyección. | 14 |
| 7. Modos de falla de muros en voladizo..... | 14 |
| 8. Respuesta hysterética de un muro controlado por corte..... | 15 |
| 9. Respuesta hysterética de un muro dúctil..... | 16 |
| 10. Efecto de la distribución del acero de refuerzo y de la cuantía en la resistencia a flexión y en la curvatura..... | 17 |
| 11. Distribución del acero de refuerzo longitudinal en la sección transversal de un muro. | 17 |
| 12. Ejemplos de Estabilidad Torsional en sistemas de muros estructurales..... | 19 |
| 13. Muros discontinuos. | 20 |
| 14. Deformación ante cargas laterales de un pórtico, un muro y un sistema dual. | 21 |
| 15. Mecanismos de disipación de energía en diferentes sistemas duales. | 21 |
| 16. Resistencia al corte, afectada por aberturas en muros: (a)Aplicación de cargas laterales. (b) Diagrama de tensiones. | 22 |
| 17. Muros Estructurales Irracionales:(a) Interferencia con la resistencia a flexión y cortante. (b) Deformaciones inestables debidas a las columnas inclinadas..... | 23 |
| 18. Formas Indeseables Muros Resistentes a Sismos..... | 24 |
| 19. Tipos de muros acoplados. | 24 |
| 20. Sistema de muros acoplados..... | 25 |
| 21. Áreas críticas de comportamiento en muros acoplados de cortante. | 25 |

| | |
|--|----|
| 22. Edificio con muro en voladizo y diagrama de cuerpo libre en un muro con $c' > c$ | 27 |
| 23. Ejemplo de Elementos de un Muro tipo T. | 28 |
| 24. Refuerzo horizontal requerido en segmentos de muro por encima y por debajo machones de muro en el borde del muro. | 49 |
| 25. Diagrama de Fuerzas Simplificado para Muro Rectangular. | 55 |
| 26. Diagrama de Fuerzas Simplificado para Muro T. | 58 |
| 27. Diagrama de Fuerzas Simplificado para Muro L. | 59 |
| 28. Diagrama de Fuerzas Simplificado para Muro L. | 60 |
| 29. Modelo Bilineal de Viga de Acople o Spandrel..... | 73 |

ÍNDICE DE GRÁFICOS

| GRÁFICOS | Pp. |
|---|------------|
| 1. Verificación de la Necesidad de Incorporar Elementos de Borde para Muro Rectangular..... | 140 |
| 2. Variación de Demanda – Capacidad del Muro Rectangular. | 142 |
| 3. Verificación de la necesidad de incorporar Elementos de Borde para sección T en la parte superior. | 145 |
| 4. Verificación de la necesidad de incorporar Elementos de Borde para sección T en la parte inferior. | 1466 |
| 5. Variación de Demanda – Capacidad superior del Muro tipo T..... | 148 |
| 6. Variación de Demanda – Capacidad inferior del Muro tipo T..... | 148 |
| 7. Verificación de la necesidad de incorporar Elementos de Borde en la parte superior para sección Cruz. | 15151 |
| 8. Verificación de la necesidad de incorporar Elementos de Borde en la parte inferior para sección Cruz. | 152 |
| 9. Variación de Demanda – Capacidad superior del Muro tipo Cruz. | 153 |
| 10. Variación de Demanda – Capacidad inferior del Muro tipo Cruz..... | 154 |

| | |
|---|------|
| 11. Verificación de la necesidad de incorporar Elementos de Borde en la parte superior para sección L. | 1577 |
| 12. Verificación de la necesidad de incorporar Elementos de Borde en la parte inferior para sección L. | 157 |
| 13. Variación de Demanda – Capacidad superior del Muro tipo L..... | 159 |
| 14. Variación de Demanda – Capacidad inferior del Muro tipo L..... | 159 |
| 15. Variación de resultados para Áreas de Acero de Viga de Acople..... | 160 |
| 16. Variación de resultados para los Cortes de Viga de Acople..... | 161 |

ÍNDICE DE APÉNDICE

| | |
|---|-----|
| A. Plano en 3-D de Edificación Tipo Túnel a Estudiar..... | 171 |
| B. Plano de Planta de Edificación Tipo Túnel a Estudiar. | 172 |
| C. Sección T con Contribución del 25% de la Altura Total del Muro1 del Section Designer | 174 |
| D. Sección L con 25% de Contribución de la Altura Total del Muro11 del Section Designer. | 175 |
| E. Sección Cruz con 25% de Contribución de la Altura Total del Muro7 del Section Designer | 176 |
| F. Detallado de Acero Muros Rectangulares. | 177 |
| G. Detallado de Elemento de Borde de Secciones Rectangulares..... | 178 |
| H. Plano en 3-D de Edificación Tipo Spandrel a Estudiar. | 179 |
| I. Plano de Planta de Edificación Tipo Spandrel a Estudiar | 180 |
| J. Plano de Planta de Edificación Tipo Spandrel a Estudiar | 180 |
| K. Vista de Elevación B de Edificación tipo Spandrel a Estudiar | 180 |



REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE CIVIL
CARRERA INGENIERÍA CIVIL

DESARROLLO DE METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO DE MUROS DE CORTE BASADO EN EL CÓDIGO ACI318-14 Y ANÁLISIS COMPARATIVO CON EL USO DE SOFTWARE DE ÚLTIMA GENERACIÓN.

Autores: Flores Arianna

Mendoza Jorge

Tutor: Ing. Luisana Pérez Ostos

Fecha: Octubre de 2017.

RESUMEN

La presente investigación estableció como objetivo general desarrollar una metodología para el diseño de Muros de Corte basada en el código ACI318-14 y realizar análisis comparativo con el uso de software de última generación para poder describir la disposición de este tipo de elemento en el sistema estructural a analizar evaluando la eficiencia de dicho software. Este estudio se enmarcó bajo la modalidad de proyecto comparativo apoyado en una investigación documental/campo al referirse en el desarrollo de metodología de cálculo de Muros de Corte comparado con el de un programa estructural. El desarrollo de esta investigación se realizó en función de cuatro fases, vinculadas a los objetivos específicos: Describir el comportamiento de las estructuras con muros estructurales incluyendo miembros del sistema como lo son las viga de acople y machones, establecer una metodología de diseño de Muros de Corte basada en el código ACI 318-14, realizar análisis comparativo de la metodología y los resultados obtenidos empleando software de última generación y evaluar la confiabilidad y precisión del software con la finalidad de emplear estructuras sismorresistentes en Venezuela planteando una metodología de diseño de Muros de Corte así como también establecerla para edificaciones de Concreto Armado.

Descriptor: Muros de Corte, estructura sismorresistente, análisis comparativo.

INTRODUCCIÓN

Cuando se refiere a edificaciones se presentan en la mente grandes estructuras que están hechas de acero o de concreto reforzado, que deberán estar sometidas a grandes cargas por un tiempo útil relativamente largo debido a su costo. Éstas cargas, ya sean permanentes, vivas o accidentales; que serán soportadas por las estructuras generarán cambios en la morfología de la misma, tanto alterando su estado y posición original como alterando su composición.

Dicho esto uno de los factores que más influyen en las fallas de las estructuras son las cargas por vientos y sísmicas, las cuales actúan en dirección distinta a las cargas gravitacionales, ocasionando desplazamientos no deseados de gran magnitud en edificaciones e incluso el colapso total de la misma. Lo que evita estos desplazamientos es la rigidez propia de cada elemento que compone el edificio actuando en conjunto para resistir las cargas e impedir el movimiento relativo entre los mismos. Los elementos que poseen mayor influencia son los que están posicionados de manera vertical en la estructura que es están diseñados para soportar todas las cargas de los niveles superiores.

Los Muros Estructurales o Muros de Corte son uno de los elementos más utilizados debido a su gran aporte de rigidez que es propiciada por su geometría alargada en una sección. El diseño de estos miembros estructurales se ha ido mejorando con el paso de los años y su proceso de cálculo se ha vuelto más eficiente gracias al uso de software de cálculo estructural. En el capítulo 11 del ACI 318-14 nos define precisamente todos los requerimientos necesarios para el desarrollo correcto del cálculo de un muro estructural, sin embargo es necesario conocer el procedimiento de los procesos y metodologías en los que está basado el programa de cálculo para poder optimizar su uso. A su vez, es necesario conocer cómo se comportan y por qué se comportan para prevenir fallas por no interpretar resultados del programa de manera correcta.

Para la presente investigación se utilizaron las normas de la Universidad José Antonio Páez para la estructura de la misma.

Capítulo I: engloba el problema en estudio a partir del planteamiento, formulación hasta los objetivos generales y específicos de la misma.

Capítulo II: Comprende los fundamentos de la investigación como lo son los conceptos y argumentos teóricos, está compuesto por los Antecedentes de la investigación, las bases teóricas y la definición de términos básicos.

Capítulo III: Detalla la metodología Utilizada en la misma, el marco metodológico y en dónde se define el tipo de investigación, diseño de la investigación, técnica a emplear, instrumentos de recolección de datos a utilizar, así como la población y la muestra.

Capítulo IV: Contiene los recursos humanos, institucionales, materiales y tiempo que contará la investigación.

Dicho esto, este estudio pretenderá simplificar la interpretación, puesto que con el desarrollo de la metodología se puede comprobar, verificar e interpretar de manera alternativa los resultados que nos facilitan los softwares de cálculo

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

1.1. Planteamiento del Problema.

La industria de la construcción no escapa de los constantes desarrollos en los cuales influyen todos los aspectos de un país, como lo son los avances tecnológicos, estado de la economía hasta el mismo comportamiento de la sociedad. Debido a que es una de las industrias con más inversión, es necesaria su actualización ya sea importando, aportando nuevas ideas o tecnologías en todos los ámbitos que la componen.

Generalmente los costos de una edificación son elevados tanto en su construcción como en su reparación ya que involucra grandes cantidades de horas hombres de trabajo, repetición de procesos y pérdidas de materiales. Las estructuras están sujetas a daños por agentes externos que no actúan de manera predecible lo que conlleva a un análisis meticuloso durante el cálculo de las mismas, a su vez es necesario escoger las tecnologías adecuadas que se implementarán en ellas.

Los Muros de Corte son elementos básicos en el diseño estructural aportando una alta rigidez en el sentido que han sido calculados.

En Venezuela las Normas que rigen los cálculos de estos miembros estructurales se encuentran desactualizadas con respecto a sus pares extranjeras, como la mayoría de los Software de cálculos que se utilizan en el país están basados en Normas extranjeras, que presentan su debida actualización, los resultados obtenidos por los diferentes métodos obtienen discrepancias en las características principales de los miembros estructurales, es por ello que se evaluarán los resultados de los cálculos de Muros de Corte, aplicando el Software que obedece a al código ACI 318-14 y los calculados con los métodos de la norma vigente.

1.2. Formulación del Problema.

¿Qué diferencias se presentarían al calcular los Muros de Corte de una edificación con un software de última generación y las metodologías vigentes ACI 318-14?

1.3. Objetivos de la Investigación.

1.3.1. Objetivo General.

Desarrollar una metodología para el diseño de muros de corte basada en el código ACI318-14 y realizar análisis comparativo con el uso de software de última generación.

1.3.2. Objetivos Específicos.

1. Describir el comportamiento de las estructuras con muros estructurales especiales o muros de corte incluyendo los miembros del sistema resistente que los componen como vigas de acople y machones.
2. Establecer una metodología de diseño de muros de corte basada en el código ACI 318-14.
3. Realizar un análisis comparativo de la metodología planteada y los resultados obtenidos a partir del análisis estructural empleando software de última generación.
4. Evaluar y analizar la confiabilidad y precisión del software de acuerdo a los resultados obtenidos con la aplicación de la metodología basada en el Código ACI 318-14.

1.4. Justificación del Problema.

Esta investigación se plantea teniendo en cuenta el escaso uso de las estructuras sismorresistentes en Venezuela y obedece a una necesidad de desarrollar una metodología de diseño de muros de corte y su empleo en edificaciones de Concreto Armado.

Se pretende lograr la actualización de los métodos para los cálculos básicos en el desarrollo de procedimientos estructurales, permitiendo tanto la confiabilidad como la eficiencia en el tiempo de ejecución del proyecto que se

esté llevando a cabo, incentivando además la construcción de estructuras sismorresistentes.

1.5. Alcance y Limitaciones.

El trabajo de investigación se limita a el análisis y diseño de muros estructurales de concreto reforzado, siguiendo los criterios vigentes del Instituto Americano de Concreto Armado (ACI). Se tienen en cuenta los parámetros de diseño sismorresistente, siendo esta, la razón principal del estudio. La metodología planteada aplica a muros estructurales especiales de concreto reforzado.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la Investigación.

Briceño y Carreras (2013) en su trabajo de grado titulado: “**Análisis y Diseño de Muros Estructurales de Concreto considerando las experiencias de los terremotos de Chile 2010 y Nueva Zelanda 2011**”, para optar al título de Ingeniero Civil, realizado en la Universidad Católica Andrés Bello, Distrito Capital, siguieron los términos y criterios vigentes del Instituto Americano del Concreto (ACI) para el análisis y diseño de los muros cortantes, es así como a través de los ejemplos numéricos se discuten las diferencias en el diseño de muros por el uso de simplificaciones prácticas realizadas profesionales poniéndose una metodología unificada alternativa. Los objetivos de esta investigación se relacionan con el uso de la Norma ACI 318-14 para realizar una metodología comparativa con el diseño de Muros de Corte como estructuras sismorresistentes.

A su vez, Arteaga y Malavé (2016) en su trabajo de grado titulado: “**Análisis Comparativo del Diseño de Muros Estructurales de Concreto Armado por las Normas FONDONORMA 1753:2006 Y ACI 318-14**”, para optar por el título de Ingeniero Civil, realizada en la Universidad de Carabobo, Naguanagua, en dicha tesis plantean como uno de los objetivos principales: Comparar e identificar las diferencias existentes en la forma de presentar el contenido de cada normativa (FONDONORMA 1753:2006 y ACI 318-14). Es así como con los resultados que lograron exponer generalizan el diseño y detallado de muros definiendo con resultados comprobados, evitando errores por el libre criterio e interpretación del proyectista y la unificación de juicios académicos en la enseñanza del diseño de dichos elementos estructurales. De esta manera se relacionan, por medio de la demostración de los resultados

identificar las diferencias entre los métodos de cálculo para diseñar estructuras sismorresistentes.

De la misma manera, Betancourt y Márquez (2016) en su trabajo titulado: **“Análisis comparativo de los diferentes lineamientos técnico normativos para el diseño sismorresistente de Muros de Corte en Edificaciones de Concreto Reforzado”**, realizada en la Universidad José Antonio Páez, Carabobo, San Diego, establecieron una explicación de las metodologías de diseño por flexo-compresión logrando un entendimiento de las filosofías de diseño planteadas por distintos autores permitiendo generalizar un procedimiento ordenado y sencillo que puede ser aplicado al diseño sismorresistente de Muros de Corte. Es así como se relacionan, por medio del estudio del diseño de los Muros de Corte demostrando diferencias existentes que lleve a posibles cambios necesarios a incorporar en el diseño usualmente practicado.

2.2. Bases Teóricas.

Las bases teóricas permiten desarrollar los aspectos conceptuales del tema objeto de estudio. Evidenciando entonces, la revisión necesaria de teorías, paradigmas, estudios, etc., vinculados al tema para posteriormente construir una posición frente a la problemática que se pretende abordar. Arias (2006) afirma que “las bases teóricas corresponden a un conjunto de conceptos y proposiciones que constituyen un punto de vista o enfoque determinado, dirigido a explicar el fenómeno o problema planteado”. A continuación se presentan las bases teóricas que sustentan la presente investigación.

2.2.1. Muros de Corte.

El ACI 318-14 usa el término “Muro Estructural” como sinónimo de “Muro de Cortante”. A pesar de que este Reglamento no define los muros de cortante, la definición de muro estructural del Capítulo 2 establece que “un muro de cortante es un muro estructural.”

El ASCE 7 define un muro estructural como un muro que cumple con la definición de muro de carga o de muro de cortante. Un muro de carga se define como un muro que soporta carga vertical mayor que un cierto valor de umbral. Un muro de cortante se define como un muro, de carga o no de carga, diseñado para resistir fuerzas laterales que actúan en el plano del muro.

En edificios altos es necesario proveer una rigidez adecuada para resistir las fuerzas laterales causadas por viento y sismo. Cuando tales edificaciones no son adecuadamente diseñadas debido a estas fuerzas pueden presentarse esfuerzos muy altos, vibraciones y deflexiones laterales. Los resultados pueden incluir no sólo severos daños a los edificios sino también considerables molestias a sus ocupantes.

Cuando los Muros de concreto reforzado, con sus grandes rigideces en sus planos, son colocados en ciertas localidades convenientes y estratégicas, pueden a menudo usarse económicamente para proporcionar la resistencia necesaria a cargas horizontales. Tales muros, muro cortantes, son en efecto vigas en voladizo vertical de gran peralte que proporcionan estabilidad lateral a las estructuras al resistir las fuerzas cortantes y momento flexionantes en sus planos causados por las fuerzas laterales.

Como la resistencia de los muros cortantes es casi siempre controlada por sus resistencias a flexión, el nombre parece no ser muy apropiado. Sin embargo, es cierto que algunas ocasiones pueden requerir algún refuerzo cortante para prevenir las fallas por tensión diagonal.

La práctica usual es suponer que las fuerzas laterales actúan en los niveles de los pisos. Las rigideces horizontales de las losas de los pisos y techo son muy grandes comparadas con las rigideces de los muros y columnas. Se supone entonces que cada piso se desplaza en su plano horizontal como un cuerpo rígido. McCormac, (2005, p.640). (Ver figura 1)

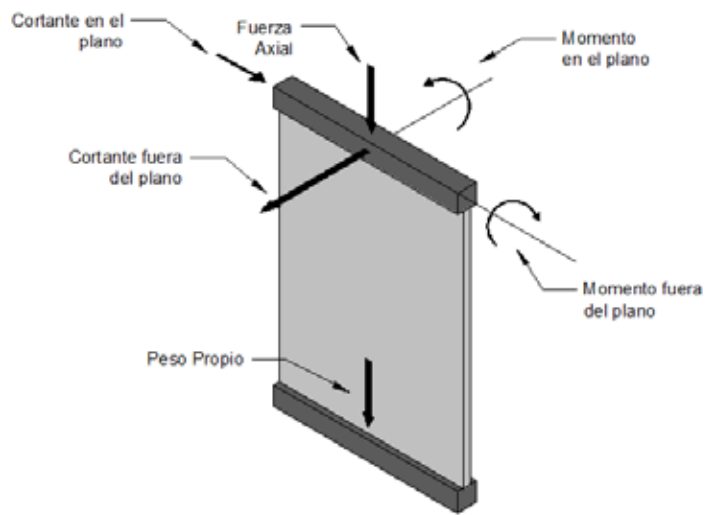


Figura 1. **Fuerzas dentro y fuera del plano.**

Fuente: ACI 318-14 (2014)

Según Briceño y Carreras (2013) caracterizan como Muro cuando la relación entre la menor dimensión de la sección transversal del elemento y la correspondiente a la dirección perpendicular es inferior a 0,4 (t/lw) en la figura 2 tomando el valor establecido por la norma 1753:2006 en la subsección 18.4.2b.

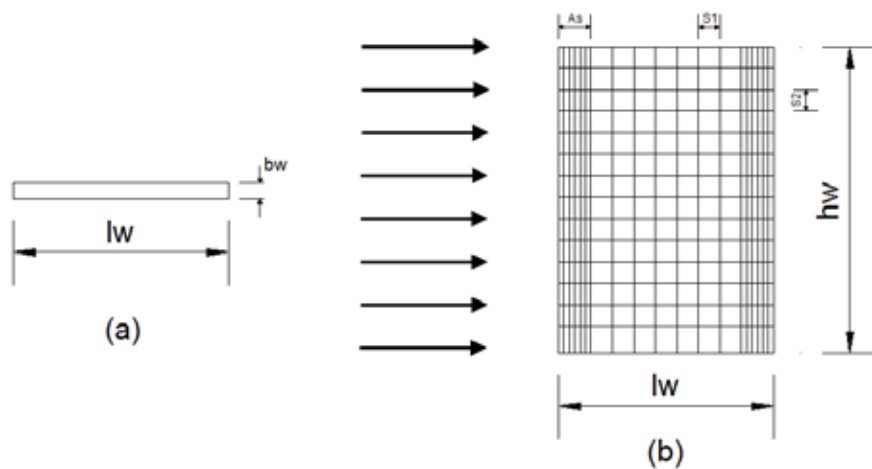


Figura 2. **Geométrica de Muro de Corte típico, a) Sección Transversal, b) Elevación.**

Fuente: Nilson, A. (2001)

Dicha geometría le proporciona a los muros estructurales una rigidez apreciable en la dirección de su plano, por lo que puede dotarle a una resistencia considerable a una estructura, pero sobre todo una “elevada rigidez y ductilidad”. Dicho esto, la utilización de Muros Estructurales permite solucionar o minimizar problemas de diseño tales como deflexiones excesivas y riesgos torsionales elevados, entre otros de particular importancia sobre todo sometidas a acciones sísmicas o de viento.

“El uso de muros cortantes se hace imperativo en determinados edificios elevados a fin de poder controlar las deflexiones de entrepiso, provocadas por la carga lateral. Los muros cortantes bien diseñados en las reas sísmicas tienen un buen historial. No solo pueden proporcionar seguridad estructural adecuada, sino que también pueden dar gran protección contra daño no estructural costoso durante perturbaciones sísmicas moderadas” (Park & Paulay, 1978, p.364). El comportamiento de un Muro Estructural se puede representar como una viga vertical empotrada en voladizo (cantiléver) (ver figura 3) con un nodo de deformación dominado por flexión.

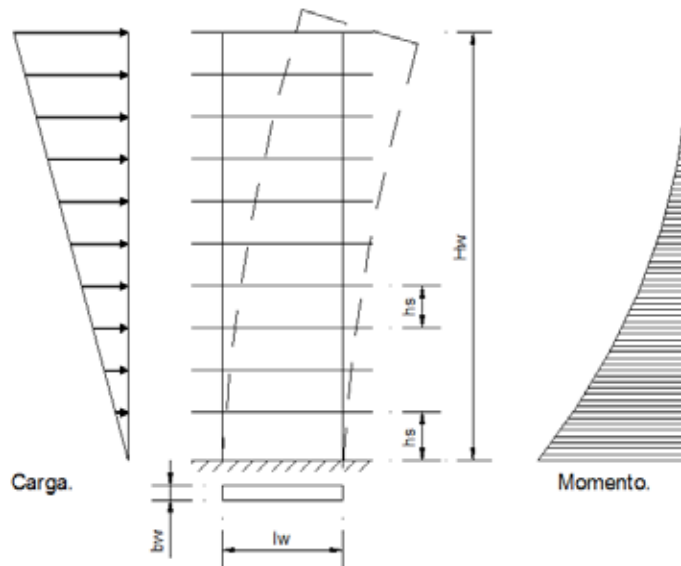


Figura 3. **Muro Estructural en Cantiliver.**

Fuente: Park & Paulay (1988)

Briceño y Carreras sugieren que éste modelo será válido para sistemas que toman en cuenta disposiciones simétricas de los muros en planta para evitar los efectos torsionales producidos por cambios de rigidez, así como también una baja presencia aberturas que influyan en la respuesta estructural de la edificación.

La disposición adecuada del acero de refuerzo, por tratarse de concreto reforzado, a lo largo de un Muro Estructural es necesaria para obtener el comportamiento esperado, en especial cuando se desea diseñar para que dicho acero incurra en el rango inelástico en zonas específicas con el propósito de disipar energía. En algunos casos es conveniente diseñar los muros utilizando miembros de borde los cuales consisten en “zonas ubicadas en los extremos del muro con una disposición especial de acero de refuerzo, con importante confinamiento y un eventual aumento de la sección” (Briceño y Carreras, 2013, p2) la sección central o Alma del muro suele reforzarse con un detallado más sencillo en tanto a cantidad de acero se refiere. (Ver figura 4)

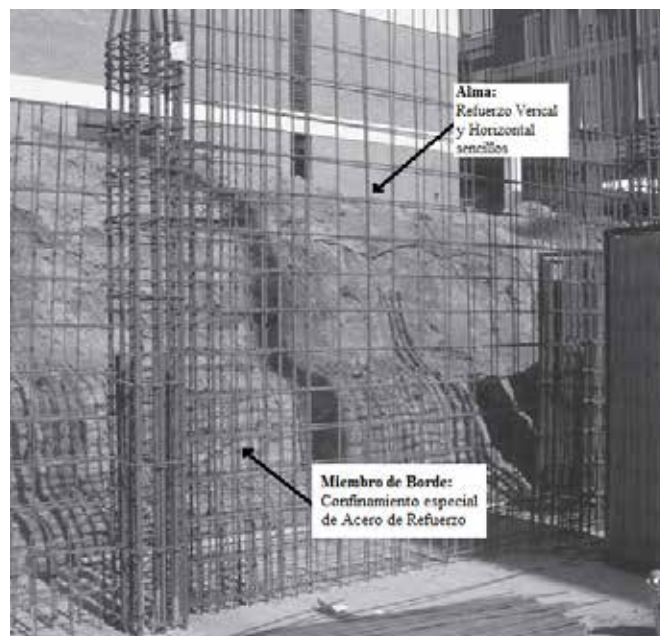


Figura 4. Distribución de acero de Muro Estructural.

Fuente: McCormac& Brown (2011).

El armado de acero de refuerzo se realiza en dos direcciones, colocándose refuerzo horizontal y vertical con el fin de resistir la fuerza cortante en las dos direcciones ortogonales al plano del muro, así como las solicitaciones por momento flector y fuerza axial. Se pueden utilizar tanto barras corrugadas como mallas electrosoldadas como acero de refuerzo, tomando en cuenta las consideraciones particulares para cada caso. El refuerzo diagonal puede ser conveniente en algunos casos, como por ejemplo en dinteles solicitados a fuerzas cortantes muy altas.

Los Muros Estructurales pueden clasificarse de manera general en función a su geometría y a su modo de falla tal como se explica a continuación:

2.2.1.1. Clasificación según su geometría.

a. Relación de aspecto:

Según Fratelli (1999), los muros se clasifican en cuanto a su relación de aspecto en tres tipos, como puede observarse en la figura 5.

Ü Muros bajos: cuando la relación altura vs longitud $H/L < 2$.

Ü Muros intermedios: cuando la relación de altura vs longitud $2 < H/L < 5$.

Ü Muros altos: cuando la relación de altura vs longitud $H/L > 5$.

A medida que la relación de aspecto anterior disminuye aumenta la probabilidad de una falla por corte en el elemento. Por el contrario, si esta relación es alta el comportamiento del elemento se asemeja más al de una viga en voladizo en la que la solicitación que domina es la flexión.

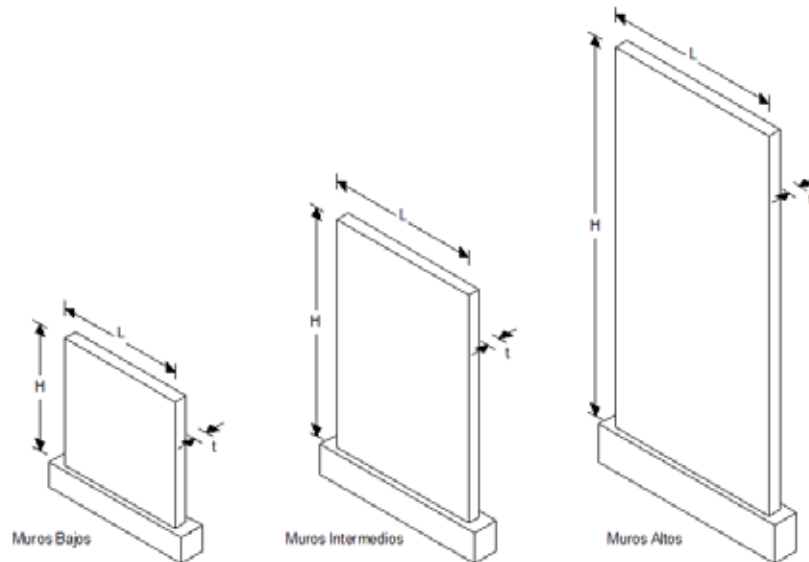


Figura 5. Clasificación de Muros según su relación de aspecto.

Fuente: Fratelli, M (1999).

b. Sección transversal:

Para poder aprovechar el perímetro de las plantas y núcleos de circulación es común que los diseñadores incorporen secciones transversales tipo I, T, L, U, H o formas angulares a lo largo de toda la altura del edificio aunque para los muros se prefieren las secciones simétricas (Ver figura 6). En función a estas características los Muros Estructurales se clasifican en:

- ü Muros planos: conjunto de muros que, proyectados en planta, no presentan cambio de dirección ni bifurcación.
- ü Muros con elementos externos: con incremento de sección transversal en los bordes.
- ü Muros con alas: los cuales al ser proyectados en planta lucen como muros perpendiculares entre sí, es decir , en forma de T, I entre otros.
- ü Muros quebrados: Presentan cambios de dirección y bifurcaciones en su proyección en planta.



Figura 6. Clasificación de los tipos de muros según proyección.

Fuente: Paulay & Priestley (1992).

2.2.1.2. Clasificación según su forma de Falla.

Según Paulay & Priestley (1992, p.389), el principal medio de disipación de energía en un cantiléver cargado lateralmente debe ser la cedencia del refuerzo a flexión en la región de la articulación plástica, normalmente en la base del muro. Así como se muestra en la figura 7 (b) y (e), se deben prevenir los modos de falla producidos por tracción diagonal figura 7(c) o compresión diagonal causados por corte a lo largo de las juntas de construcción figura 7(d) o fallas por adherencia a lo largo de los empalmes y anclajes.

En caso de presentarse muros estructurales esbeltos, se debe evitar como modos de falla los casos de fractura del acero a flexión, falla por tensión o compresión diagonal causada por corte y por inestabilidad del alma del muro o del refuerzo vertical a compresión.

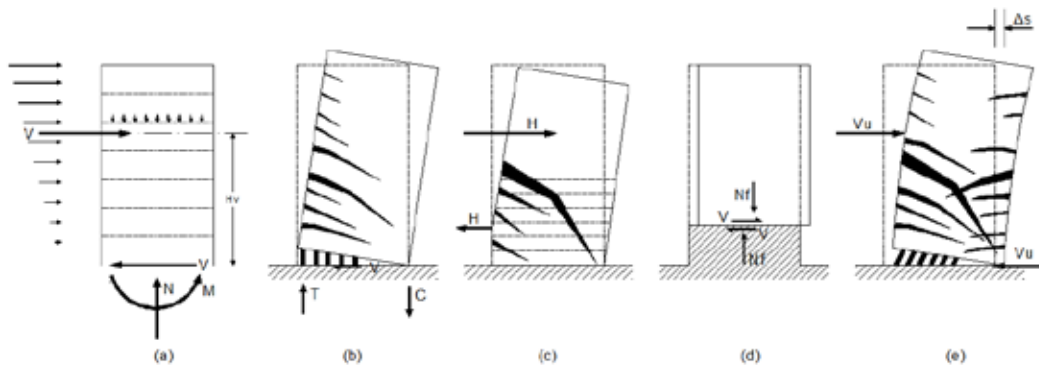


Figura 7. Modos de falla de muros en voladizo.

Fuente: Paulay & Priestley (1992)

Los muros estructurales presentan diferencias según el mecanismo que controla su desplazamiento lateral y su resistencia. (Alcocer S, 1995, p.239) los clasifica de la siguiente manera:

- Muros de cortante: en los cuales el corte controla los desplazamientos y la resistencia.
- Muros de flexión: en los que la flexión controla los desplazamientos y la resistencia.
- Muros dúctiles (muro estructural "especial"): que poseen buenas características de disipación de energía para cargas cíclicas reversibles.

Para un diseño sismorresistente, los Muros dúctiles presentan un comportamiento de disipación de energía más eficiente comparado con los Muros de cortante.

Es así como por medio de modelos de carga histeréticos (proceso de carga y descarga de un elemento repetitivamente) se verifica la capacidad de disipación de energía de muros dúctiles continuamente a lo largo de los ciclos. Obteniéndose curvas mucho más estables que en el caso muros dominados por corte. Dicha comparación puede apreciarse en las Figura 8 y 9.

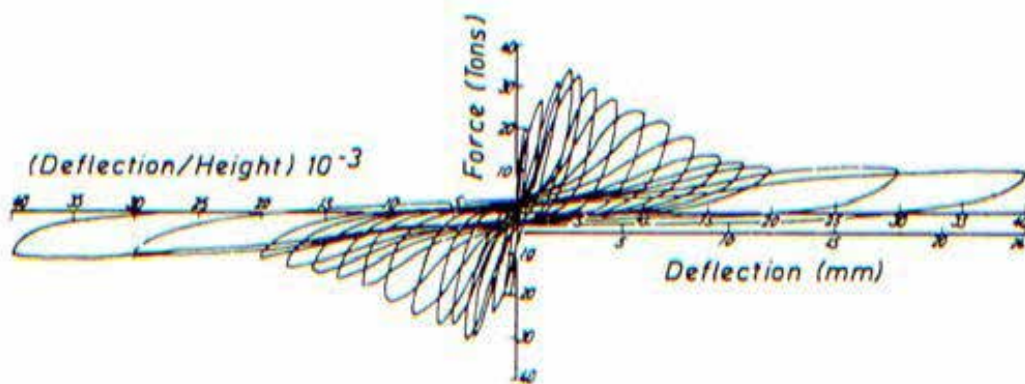


Figura 8. **Respuesta histerética de un muro controlado por corte.**

Fuente: Paulay & Priestley (1992)

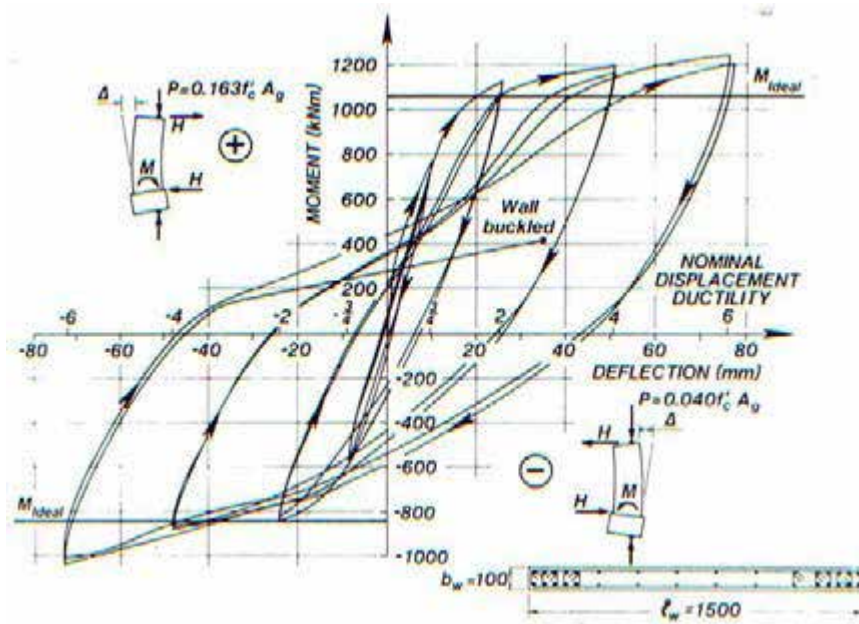


Figura 9. Respuesta histerética de un muro dúctil.

Fuente: Paulay & Priestley (1992)

La capacidad de disipar energía y el resistir las fuerzas son severos cuando un Muro Estructural se encuentra dominado por el corte. En contraste, los Muros diseñados para una ductilidad flexural y protegidos contra la Falla por Corte, muestra una mejor respuesta (Ver Figura 9) de un Muro en cantiliver de un tercio de su tamaño completo con una sección rectangular completa. (Paulay & Priestley, 1992, p.390)

La distribución de acero a lo largo del muro también influye en su desempeño. Según Alcocer, S. (1995, p.241), se puede obtener una mayor resistencia a la flexión si se concentra refuerzo vertical, correspondiente a la flexión, en los extremos de la sección transversal, en comparación con aquellos con refuerzo distribuido. La figura 10 demuestra como son más resistentes y dúctiles al concentrar dicho refuerzo en los extremos. Sin embargo esta ductilidad puede reducirse si el acero a flexión alcanza deformaciones en el intervalo de endurecimiento de deformación, de esta manera es necesaria un

adecuado confinamiento en el borde del miembro para aumentar la capacidad de deformación útil del concreto y retrasar el pandeo del acero por flexión.

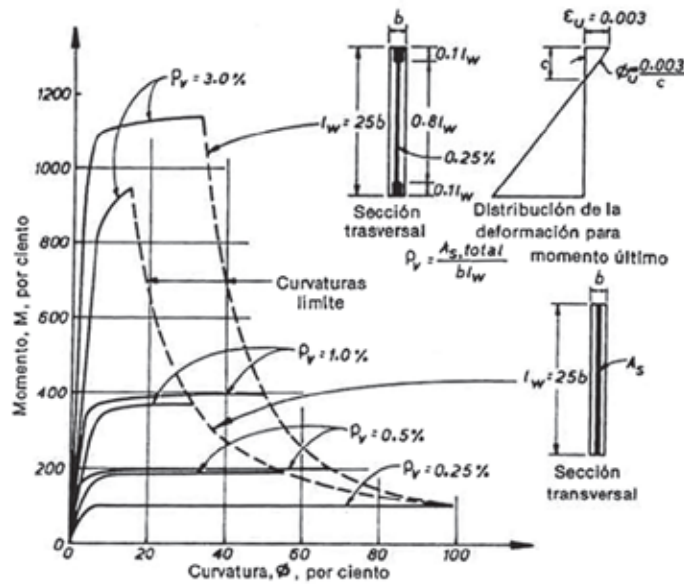


Figura 10. Efecto de la distribución del acero de refuerzo y de la cuantía en la resistencia a flexión y en la curvatura.

Fuente: Alcocer, S. (1995)

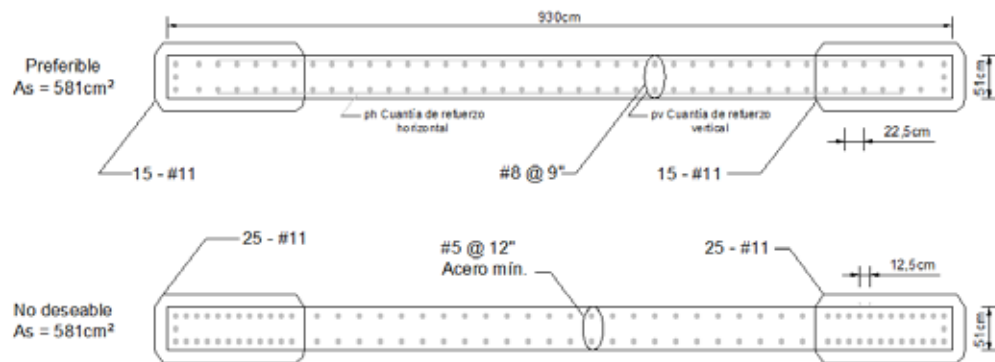


Figura 11. Distribución del acero de refuerzo longitudinal en la sección transversal de un muro.

Fuente: FONDONORMA 1753:2

Una desventaja que presenta detallar un muro utilizando con concentración de acero en los extremos es el congestionamiento, el cual dificulta el proceso de vibrado en dichas zonas.

Estas recomendaciones se resumen en la Figura 11 extraída de FONDONORMA 1753:2006.

2.2.2. Sistemas Estructurales con Muros.

Alcocer S. (1995, p.238) afirma que los muros estructurales ofrecen varias ventajas como estructura sismorresistente:

- Ü Poseen una mayor rigidez que la de marcos de concreto reforzado.
- Ü Responde un adecuado comportamiento ante sismos por su alta rigidez.
- Ü Elementos con gran capacidad para deformarse, dúctil, permitiendo resistir a sismos intensos.

Los Muros estructurales no solo deben diseñarse para resistir cada una de sus solicitaciones como la variación del cortante en la altura, del momento (el máximo se sitúa en la base), la compresión en un extremo y la tensión en el extremo opuesto, así como las cargas gravitacionales que producen compresión en el muro; éstas también deben situarse de tal manera que la distribución de rigidez en la planta sea simétrica para pueda ser estable torsionalmente.

Para el planteamiento del diseño de edificaciones con Muros Estructurales, Park & Priestley (1978, p. 362) afirman que para Estructuras de más de 20 plantas el uso de Muros Estructurales es a menudo un asunto de elección, en cuanto a edificaciones mayores a 30 plantas los Muros Estructurales son imperativos desde el punto de vista económico y el control de las deflexiones laterales

A continuación se presentan un conjunto de recomendaciones y consideraciones para elegir con figuras adecuadas para muros estructurales que se someterán a fuerzas laterales:

- Ü Localizar la mayor cantidad de muros en la periferia de la edificación para mejorar el comportamiento torsional.

- Û Mientras mayor sea carga gravitacional que pueda transmitirse hasta las fundaciones a través de muros estructurales, menor será la demanda de refuerzos a flexión es ese muro.
- Û Presentar una distribución de rigidez en la planta simétrica y configuración estable torsionalmente. Alcocer, S (1995, p.238) clasifica sistemas estables o inestables como lo reseña la figura 12.
- Û Mantener constante la sección transversal del muro en toda la altura de la edificación. Fratelli, M (1999) clasifica los muros en discontinuos como muestra en la Figura 13.
- Û Evitar discontinuidades geométricas sobre todo en los pisos inferiores donde la demanda de rigidez, resistencia y disipación de energía es mayor.

Estas recomendaciones buscan en su mayoría reducir la excentricidad entre el centro de cortantes (CC) y el centro de rigidez (CR) de las plantas, de tal manera que se minimice el efecto torsional que genera dicha excentricidad.

El centro de cortantes es el punto situado en una planta en donde estaría ubicada la fuerza sísmica inducida por el sismo y no se produciría momento torsor. El centro de rigidez, por otro lado, es el punto donde se pueden considerar concentradas las rigideces de todos los pórticos. Si el edificio presenta rotaciones estas serán con respecto a este punto.

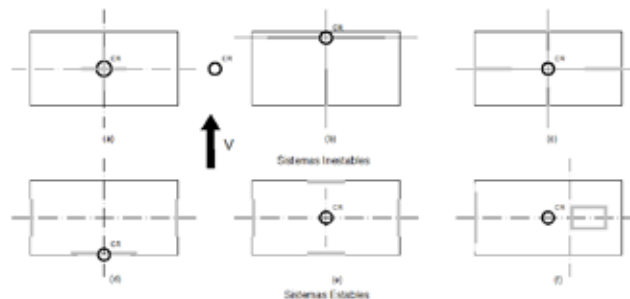


Figura 12. Ejemplos de Estabilidad Torsional en sistemas de muros estructurales.

Fuente: Alcocer, S. (1995)

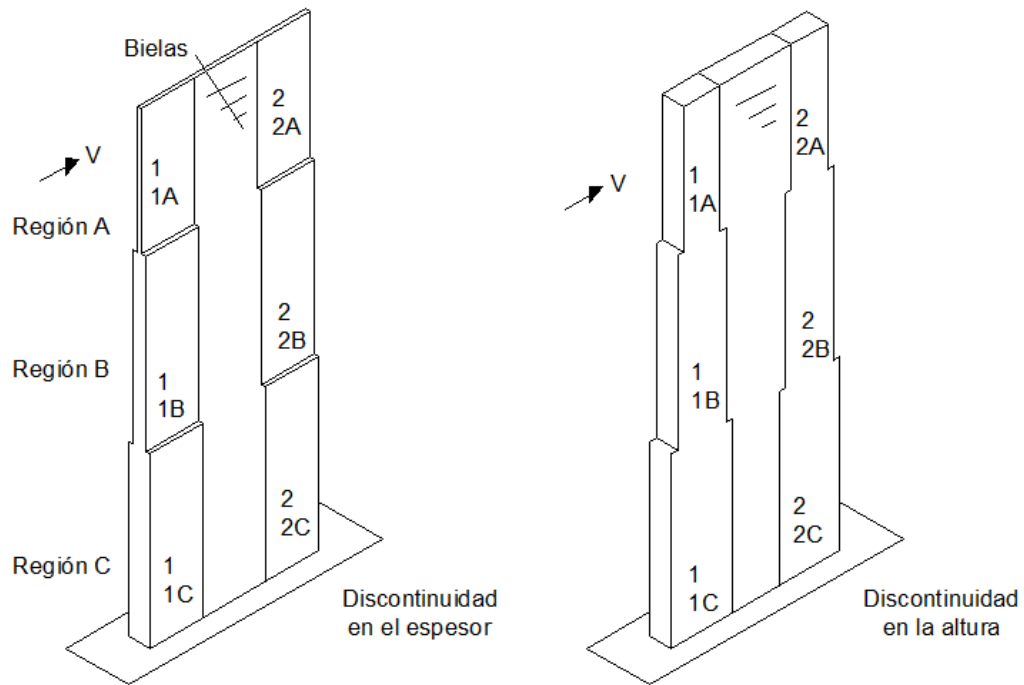


Figura 13. Muros discontinuos.

Fuente: Fratelli, M. (1999)

En Muros Estructurales esbeltos es muy común la combinación de Muros Estructurales con pórticos dúctiles, esto debido a la combinación de ventajas de ambos sistemas. Los pórticos dúctiles disipan energía en los pisos superiores, mientras que los Muros, los desplazamientos relativos entre altura estarán dentro de los límites permisibles.

En los sistemas duales, dada la compatibilidad de desplazamientos obligada por las losas de piso, el pórtico y el muro comparten la resistencia en los pisos inferiores pero se oponen en los superiores (Alcocer, 1995, p245). El comportamiento de este tipo de sistema estructural sometido a cargas laterales se aprecia en las Figuras 14 y Figura 15.

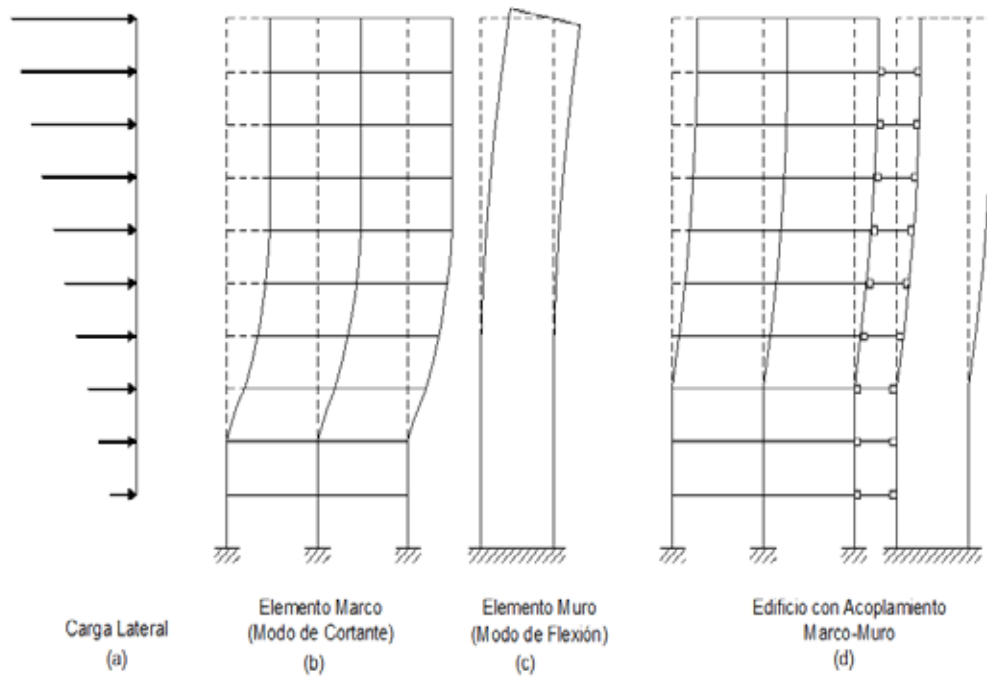


Figura 14. Deformación ante cargas laterales de un pórtico, un muro y un sistema dual.

Fuente: Alcacer, S. (1995)

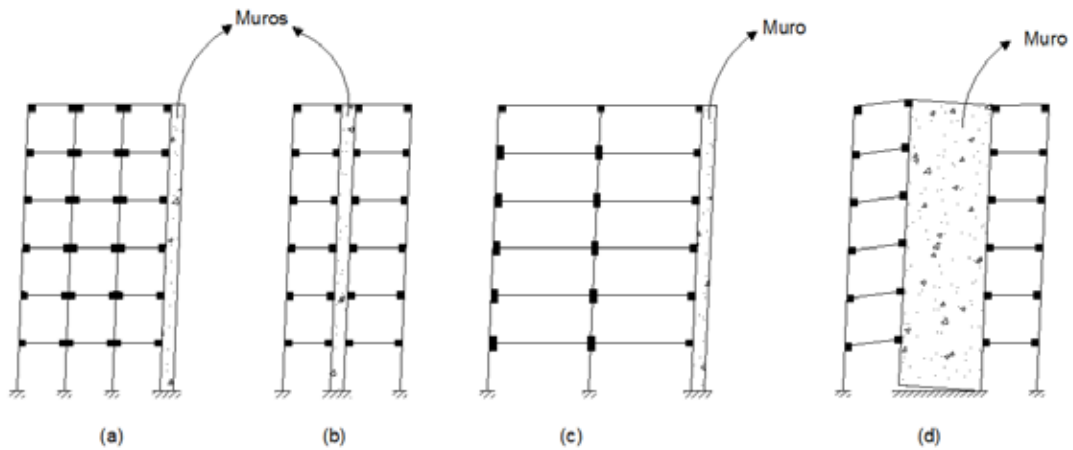


Figura 15. Mecanismos de disipación de energía en diferentes sistemas duales.

Fuente: Park & Priestley(1992)

Se puede presentar otra condición que es común en las propuestas de sistemas de Muros Estructurales referida a la necesidad de colocar aberturas a lo largo de los mismos, conocidos como muros con vanos. Tomando especial cuidado con la geometría de los vanos, de acuerdo a Park & Paulay (1978) “Es imperativo que las aberturas interfieran lo menos posible con la capacidad de momentos y transmisión de cortante de la estructura, y si estos vanos son demasiado grandes los mismos podrían afectar la resistencia y la rigidez del sistema.

En los Muros Estructurales, según Alcocer, S. (1995, p. 239) “Si las aberturas se disponen de manera alternada en elevación es recomendable la colocación de refuerzo diagonal para ayudar en la formación de campos diagonales a compresión y a tracción una vez que el muro se ha agrietado diagonalmente”.

En la Figura 16 se presenta un esquema de la distribución de tensiones de un muro con vanos ubicados alternadamente a lo largo de la altura. Si las aberturas se distribuyen de una forma regular se obtiene Muros de Acople, los cuáles poseen excelentes comportamientos ante sismos (Alcocer, S. 1995, p. 239).

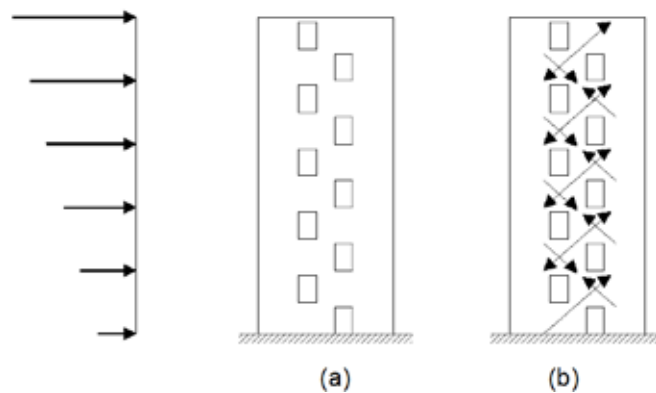


Figura 16. **Resistencia al corte, afectada por aberturas en muros:(a) Aplicación de cargas laterales. (b) Diagrama de tensiones.**

Fuente: Alcocer, S. (1995)

En la Figura 17 (a) se muestra un buen ejemplo de muro irracional. “El repentino cambio de una sección de muro a columnas reduce drásticamente resistencia a flexión de la estructura de voladizo en la sección crítica de la base. La distribución escalonada de las aberturas reduce severamente el área de contacto entre los dos muros, donde se deberían transmitir las fuerza a cortante. Las columnas del muro ilustrado en la Figura 17 (b) podrían llevar a un caso indeseable en que el mecanismo de traslación lateral de las columnas ladea el muro en una dirección opuesta a la de la traslación lateral.”(Park & Paulay, 1978, p.659). (Ver figura 17).

De acuerdo con Park & Paulay (1988, p.660), las observaciones realizadas sobre el comportamiento probable de los muros de cortante durante las perturbaciones sísmicas indican lo indeseado de remplazar muros masivos cerca de su base con miembros de columnas más ligeras. La Figura 18 presenta tipos de muros que son satisfactorios para la resistencia de carga de viento pero que probablemente no lo sean frente a sismo de importancia. Para estas cargas sísmicas, se puede concentrar la absorción de energía lo cual se asocia con demandas de ductilidad que no pueden satisfacerse con el concreto reforzado.

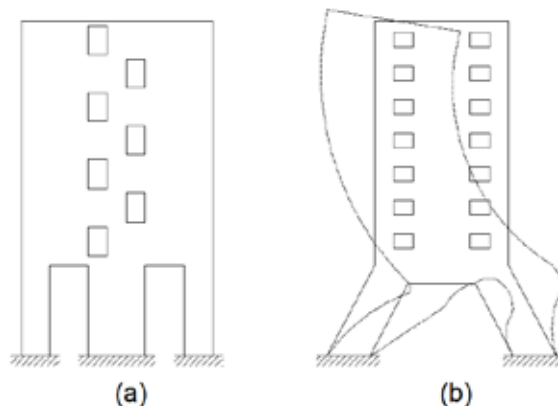


Figura 17. Muros Estructurales Irracionales:(a) Interferencia con la resistencia a flexión y cortante. (b) Deformaciones inestables debidas a las columnas inclinadas.

Fuente: Park & Paulay (1988)

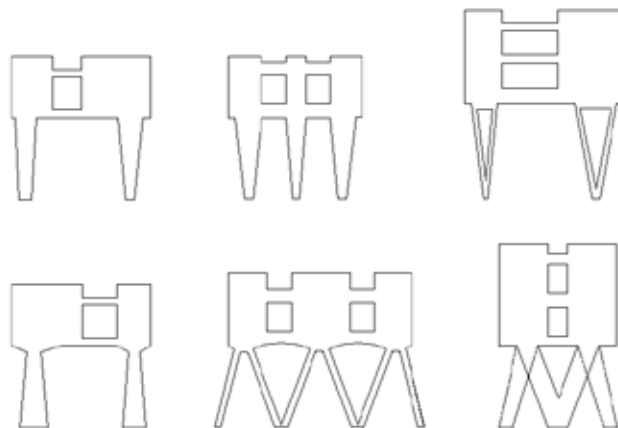


Figura 18. **Formas Indeseables Muros Resistentes a Sismos.**

Fuente: Park & Paulay (1988)

Los muros de Acople presentan un comportamiento diferente. Mientras que el modo de disipación de energía en los Muros Estructurales es a partir del refuerzo a flexión, los Muros de acople pueden disipar una cantidad significativa de energía a través de la sola cedencia de las vigas acopladas. El aumento de la rigidez de un sistema con Muros de acople viene dada con el peralte de las respectiva vigas de acoplamiento (Alcocer, 1995, p.246).

Una imagen de referencia, los tipos de muros acoplados y una descripción gráfica de su comportamiento se presentan en la Figura 19, Figura 20 y Figura 21 respectivamente.



Figura 19. **Tipos de muros acoplados.**

Fuente: Fuente: Alcocer, S. (1995)

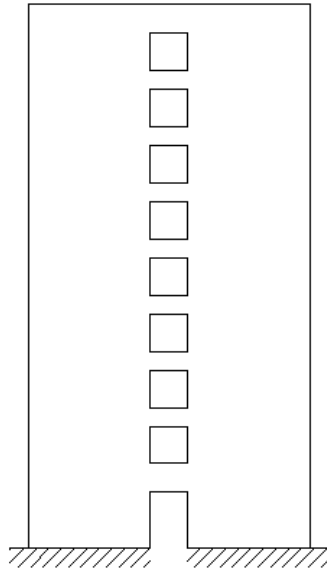


Figura 20. **Sistema de muros acoplados.**

Fuente: Fratelli, M (1999)

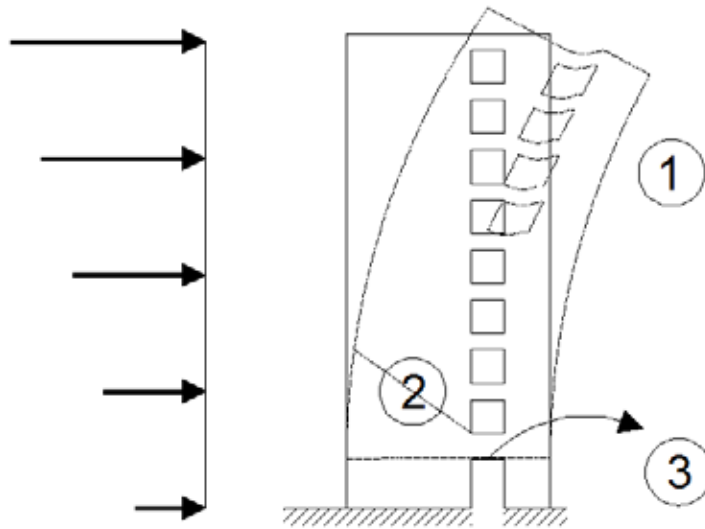


Figura 21. **Áreas críticas de comportamiento en muros acoplados de cortante.**

Fuente: Park & Paulay (1988).

En otras palabras, la principal ventaja de estos sistemas de Muros acoplados es su está en su comportamiento inelástico. La deformación debido a cargas laterales causan grandes desplazamientos entre los extremos de las vigas de acople, provocando la formación de articulaciones en los extremos antes de la mismo formación de articulaciones pero en los muros mismos. (Alcocer, 1995, p.246).

2.2.3. Análisis de Muros de Corte.

2.2.3.1. Método de T-C.

Los Muros Estructurales se diseñan como columnas y su diseño al corte dependerá de su relación de aspecto, altura del muro entre su longitud de base, (Fargier, 2010, pag. 329). El diseño por corte se basará en ecuaciones y lineamientos de la norma ACI 318-14.

En este método Fargier diseña el refuerzo longitudinal en los extremos de la sección del Muro debido a las grandes deformaciones unitarias originadas por los efectos de flexión y carga axial, de tal manera que es necesario confinarlo con el acero de refuerzo recomendado para columnas.

El elemento de borde por donde sube el acero principal y donde se confina puede estar contenido dentro del espesor del muro (b_w) como sucede en los edificios tipo túnel o puede presentar un ensanchamiento en el extremo del muro (Fargier, 2010, pag. 330). La disposición de elementos de borde dependerá de la comparación entre el resultado del máximo valor del eje neutro c' , para una fuerza axial mayorada y resistencia nominal a momento congruente, con un valor de c que se obtiene al realizarse equilibrio de fuerzas en el muro que se diseña con diferentes combinaciones de carga axial última P_u y momento último M_u a partir del diagrama de cuerpo libre que se muestra en la Figura 22.

Figura 22. Edificio con muro en voladizo y diagrama de cuerpo libre en un muro con $c' > c$.

Fuente: Fargier (2010).

2.2.3.2. Diseño de Capacidad de los Sistemas de Muros de Cantilever de Pauylay & Presley.

Este método inicia con la determinación de las inercias de cada una de las secciones de los muros presentes en una planta determinada, suponen una sección constante en toda la altura del muro, por lo que la inercia será constante en todos los pisos de la edificación y se expresa en función de la inercia. Luego de obtener la rigidez total se haya las rigideces relativas para determinar la cantidad de carga horizontal que absorbe cada uno de los muros.

En el chequeo de los muros T el refuerzo de acero es predeterminado por una malla electrosoldada la cual no es diseñada por cálculos previos para el acero de refuerzo del muro. Los autores asumen un eje neutro de la sección y desprecian las áreas de acero en el centro, planteando solo el área de acero que se concentra en los bordes de la sección, el elemento A y el elemento C de la figura 23, dando como resultado: una fuerza de compresión del concreto, una fuerza a compresión del acero y una fuerza a tracción del acero. Estas fuerzas están ubicadas en los centroides de sus respectivas figuras.

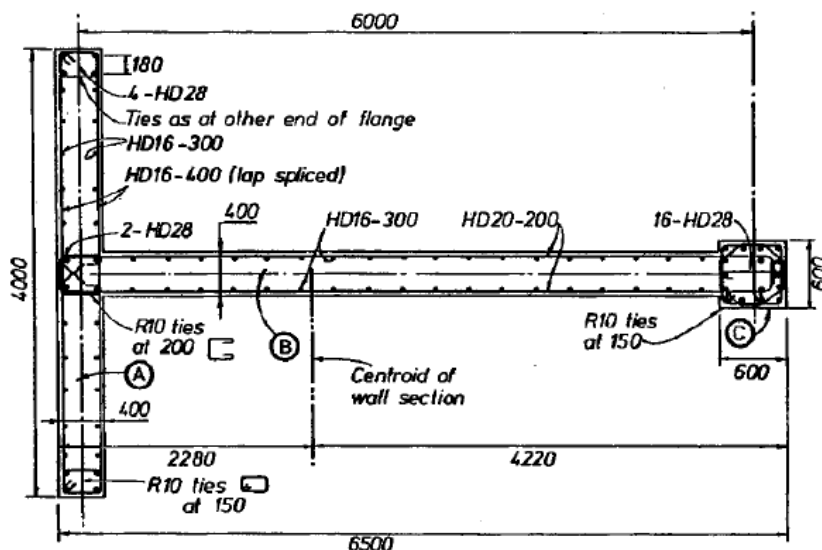


Figura 23. Ejemplo de Elementos de un Muro tipo T.

Fuente: Park & Priestley(1992)

Es aplicada una sumatoria de momentos en la sección, los autores asumen un aumento del 25% en el momento, producto de una transferencia de momento de un muro que es simétrico. Por último, se aplica el chequeo por Corte y una verificación de la malla electrosoldada aplicada.

2.2.4. Análisis de Viga de Acople.

La viga de acople es analizada por un diseño a flexión que es aplicado para vigas rectangulares. El diseño tiene como hipótesis (Fargier, 2010, pag. 23):

- a) La adherencia entre el acero y el concreto es perfecta.
- b) Toda la tracción la resiste el acero.
- c) No hay esfuerzos iniciales en el acero.
- d) Las secciones planas se conservan planas después de la flexión, las distancias al eje neutro.
- e) El módulo de elasticidad del concreto es constante dentro de los límites de trabajo.

2.2.5. Concreto Armado.

El concreto en masa presenta una buena resistencia a la compresión, como les ocurre a las piedras naturales, pero ofrece muy escasa resistencia a la tracción, resultado inadecuado para piezas que trabajen a flexión o tracción. Si se refuerza disponiendo suficientes barras de acero en las zonas sometidas a tracción, el material resultante, llamado concreto armado, está en condiciones para resistir los distintos esfuerzos que presentan en las construcciones.

El concreto armado presenta la ventaja indiscutible frente a los demás materiales, su cualidad de formácea, es decir, de adaptarse a cualquier forma de acuerdo con el molde o encofrado que lo contiene. Esto proporciona al técnico que lo emplea una mayor libertad al proyectar las estructuras, con la contrapartida de exigir de él un proyecto más minucioso, por existir más

variables que definir y más aspectos que detallar. Hay que tener en cuenta en la elección final una facilidad de ejecución tanto del encofrado como de la colocación de armaduras y del concreto. (Montoya, 2000).

La durabilidad y la resistencia al fuego del concreto armado son superiores a las que presenta la madera, siempre que los recubrimientos y la calidad del concreto sean acordes con las condiciones del medio que rodea a la estructura.

2.2.5.1. Compatibilidad del Concreto y el Acero.

El concreto y el Acero de refuerzo funcionan en conjunto en forma excelente en las estructuras de concreto reforzado. Las ventajas de cada material compensan al otro, como la gran desventaja del concreto en su resistencia a la tensión pero la resistencia a la tensión en una de grandes ventajas del acero.

No se presentan deslizamiento entre los dos materiales y, por lo tanto funcionan conjuntamente para resistir las fuerzas. La excelente fusión se debe a la adherencia química entre los dos materiales, a la rugosidad natural de las barras y a la estrecha separación de las corrugaciones en las superficies de las barras.

Las barras de refuerzo tienen una excelente protección a la corrosión gracias al concreto que las rodea. Finalmente, el concreto y el acero trabajan muy bien juntos respecto a los cambios de temperatura porque sus coeficientes de la dilatación térmica son muy parecidos. Para el acero, el coeficiente es 0.0000065, y para el concreto varía entre 0.000004 y 0.000007. (McComarc, 2005, p.7).

2.2.5.2. Algunas Propiedades del Concreto Armado.

Ü Resistencia a la Compresión.

La resistencia a la compresión del concreto ($f'c$) se determina por medio de pruebas a la falla de cilindros de 6 pulgadas de concreto de 28 días a una velocidad especificada de carga. Durante el periodo de 28 días los cilindros suelen mantenerse sumergidos en agua o en un local con temperatura constante

y humedad de 100%. Existen concretos de resistencias últimas a los 28 días que van de 2500 lb/pulg² hasta 10.000 a 20.000 lb/pulg². Para aplicaciones comunes se usan concretos de 3.000 y 4.000lb/pulg² mientras que en la construcción preesforzada se emplean los de 5.000 y 6.000lb/pulg².

Ü Resistencia a la Tensión.

La resistencia a la tensión del concreto varía entre el 8% y 15 % de su resistencia a la compresión. Una razón principal para la baja resistencia que presenta, es que el concreto contiene una un gran número de grietas muy finas. Aunque la resistencia a la tensión se desprecia en los cálculos, es sin embargo una importante propiedad que afecta el tamaño y la extensión de las grietas que se presentan. Además la resistencia a la tensión del concreto tiene un efecto reductor de las deflexiones de los miembros.

La resistencia a la tensión del concreto en flexión es muy importante al considerar grietas y deflexiones en vigas. Para estas consideraciones se ha usado por durante mucho tiempo las resistencias tensión obtenidas por obtenidas con el módulo de ruptura; se mide al cargar una viga rectangular de concreto simple, sin refuerzo, de 6pulg x 6pulg x 30pulg (15cm x 15cm x 75cm) con apoyos simples a 24 pulgadas (60cm) entre centros, a la falla con cargas concentradas iguales en los tercios del claro, de acuerdo con el método ASTM C-78.

Ü Resistencia al Corte.

Es extremadamente difícil obtener difícil obtener en pruebas, fallas por cortante puro que no están afectadas por otros esfuerzos. Las pruebas para resistencia por cortante del concreto han dado, durante muchos años, valores que varían entre 1/3 y 4/5 de las resistencias últimas a la compresión. Las suposiciones tan conservadoras de la resistencia al corte.

2.2.6. Método de los Estados Límites.

Se define como “estado límite” la situación más allá de la cual la estructura, miembro o componente estructural queda inútil para su uso

previsto, sea por una falla resistente, deformaciones y vibraciones excesivas, inestabilidad, deterioro, colapso cualquier otra causa. (Covenin 2002-1988)

Toda estructura debe reunir condiciones adecuadas de seguridad, funcionalidad y durabilidad, con el objeto de que pueda rendir el servicio para el que ha sido proyectada (Montoya, 2000).

Además de esto, Montoya (2000) plantea: “Se denominan estados límites aquellas situaciones tales que, al ser rebasadas colocan a la estructura fuera de servicio (p.215)

Según la Norma COVENIN (2002-19988), los estados límites de clasifica en:

- a) Estado de límite de agotamiento: Se alcanza este estado cuando se agota la resistencia de la estructura de alguno de sus miembros.
- b) Estado límite de servicio: Se alcanza este estado cuando las deformaciones, vibraciones, agrietamiento, o deterioros afectan el funcionamiento previsto de la estructura pero no de su capacidad resistente.
- c) Estado límite de tenacidad: Este estado se alcanza cuando la disipación de energía es incapaz de mantener un comportamiento histerético estable.
- d) Estado límite de estabilidad: Se alcanza este estado cuando el comportamiento de la estructura o una parte importante de ella se afecta significativamente ante nuevos incrementos de las acciones y que podrían conducirla al colapso.

Las secciones de los miembros de las estructuras se diseñan tomando en cuenta las deformaciones inelásticas para alcanzar la resistencia máxima (el concreto a la resistencia máxima y generalmente el acero en cedencia) cuando se aplica una carga de servicio multiplicada por su factor respectivo de carga (Park y Paulay, 1983).

2.2.6.1. Las Cargas (Loads).

La Norma ACI 218-14 define las cargas como: “Fuerzas y otras acciones que resultan del peso de los materiales de construcción, los ocupantes y sus enseres, efectos ambientales, movimientos diferenciales, y cambios volumétricos restringidos. Las cargas permanentes corresponden a cargas cuyas variaciones en el tiempo son excepcionales o de magnitud pequeña. Todas las demás cargas se consideran cargas variables” (p.36).

Las cargas se pueden clasificar en:

- Û **Cargas de Servicio:** Todas las cargas, estáticas y transitorias, que se imponen a una estructura, o elemento de ella, durante la operación de la edificación, sin factores de carga.
- Û **Carga Muerta:** El peso de los miembros soportados por la estructura, y los aditamentos o accesorios permanentes que probablemente estén presentes en una estructura en servicio. Conocidas también como las cargas que se definen en el reglamento general de construcción; sin factores de carga.
- Û **Carga Viva:** La carga que no se aplica en forma permanente a la estructura, pero que es probable que ocurra durante su vida de servicio (excluyendo las cargas ambientales). También se define como cargas que cumplen los criterios específicos descritos.
- Û **Carga Mayorada:** Las cargas utilizadas para diseñar un miembro de tal manera que tenga una resistencia adecuada se definen como cargas mayoradas. Las cargas mayoradas son cargas de servicio multiplicadas por los factores de carga apropiados para obtener la resistencia requerida excepto para viento y sismo.
- Û **Cargas Ambientales:** Son debidas a la lluvia, la nieve, el viento, los cambios de temperatura y los sismos. Estrictamente hablando son también cargas vivas, pero provienen del ambiente en el que la estructura se encuentra. Aunque varían en el tiempo, no todas son

causadas por la gravedad o las condiciones de operación, como es usual con otras cargas vivas. McCormac, (2005).

McCormac (2005, p.28) en su libro titulado Diseño de Concreto Preesforzado dice que: “La estimación precisa de las cargas que pueden aplicarse a una estructura durante su período de vida útil, es a la vez la tarea más importante y difícil del proyectista de estructuras. No pueden dejar de considerarse cargas que puedan presentarse con cierta probabilidad razonable. Una vez estimadas las cargas, se determina cuál será la peor combinación de éstas que pueda ocurrir en un momento dado.

2.2.6.2. Norma COVENIN 2002-1998 “Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones”

La Norma establece los criterios y requisitos mínimos de las acciones a considerar en el proyecto, fabricación, montaje y construcción de las edificaciones, exceptuando las acciones correspondientes a las acciones a sismo y viento, que se determinan en las Normas COVENIN - MINDUR. Las acciones aquí definidas son las mínimas de utilización o servicio aplicables, tanto en la Teoría Clásica como en la Teoría de los Estados Límites.

Ü Determinación de las Cargas Permanentes.

Para la determinación de las cargas permanentes se usarán los pesos de los materiales y elementos constructivos a emplear en la edificación. En ausencia de una información más precisa se pueden adoptar los valores de la Sección

Pesos Unitarios de Materiales y Elementos Constructivos.

Respecto a las tabiquerías, cuando el peso de los tabiques que actúa sobre las losas o placas no excede 900 kgf/m, puede estimarse su influencia como una carga equivalente, uniformemente distribuida, igual al peso total de los tabiques dividido entre el área del panel de losa o placa sobre la cual actúa. Si el peso de los tabiques es mayor de 900 kgf/m, su efecto deberá determinarse de una manera más precisa. Los tabiques apoyados directamente sobre las vigas se considerarán como cargas lineales sobre las mismas.

Para los pesos de los tabiques más comunes se podrán usar los valores de la Tabla 4.3. Cuando en los edificios la posición y el tipo de los tabiques no están definidos, se deberá tener en cuenta un valor estimado para la carga de la tabiquería, calculado en base a una supuesta distribución y peso unitario de los tabiques. La carga distribuida equivalente así estimada no ser menor de 150 kgf/m² sobre la losa o placa. Cuando los tabiques a usar son del tipo liviano, con un peso unitario menor de 150 kgf/m, la carga distribuida equivalente podrá reducirse a 100 kgf/m².

Ü **Determinación de las cargas Variables Verticales**

Las cargas variables se determinarán mediante estudios estadísticos que permitan describirlas probabilísticamente. Cuando no se disponga de estos estudios o de una información más precisa, se podrá usar valores no menores a los indicados en la Tabla 5.1, la cual está organizada según los usos de la edificación y sus ambientes.

Para determinar las acciones más desfavorables debidas a los movimientos de las cargas variables se aplicarán las disposiciones contenidas en la Sección 3.5

2.2.7. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (Norma ACI 318-14).

Contiene requisitos mínimos para los materiales, diseño y detallado de edificaciones de concreto estructural y, donde sea aplicable, en estructuras diferentes de edificaciones. El Reglamento también cubre sistemas estructurales, miembros y conexiones, incluyendo concreto construido en obra, construcción prefabricada, concreto simple, construcción no preesforzada, construcción preesforzada y construcción compuesta. Dentro de los temas tratados se encuentran: diseño y construcción para resistencia, funcionamiento y durabilidad, combinaciones de carga, factores de carga y de reducción de resistencia; métodos de análisis estructural; límites de las deflexiones; anclaje mecánico y adherido al concreto; desarrollo y empalme del refuerzo;

información sobre los documentos de construcción; inspección en obra y ensayo de los materiales; y métodos para evaluar la resistencia de estructuras existentes.

2.2.8. Edificaciones Sismorresistentes.

En la Norma venezolana COVENIN 1756-2:2001 se refiere a aquella parte del sistema estructural que en el modelo analítico se considera que suministra a la edificación resistencia, rigidez, ductilidad y tenacidad para soportar las acciones sísmicas.

Para lograr una estructura sismorresistente se tiene que cumplir con algunos principios, es decir, la geometría debe ser sencilla en planta y en elevación, ya que las formas complejas, irregulares o asimétricas causan un mal comportamiento cuando la edificación es sacudida por un sismo, además un edificio debe contar con bajo peso, ya que siendo más liviana la estructura, menor es la fuerza que tendrá que soportar. Mayor rigidez, buena estabilidad, suelo firme y buena cimentación también son un buen aporte a la resistencia de un edificio.

Según Gallego & Sarria (2009, p.133) “las fuerzas de inercia tienen una magnitud igual al producto de la masa movilizada por la aceleración absoluta que interviene, la cual usualmente tiende a hacer diferente de la aceleración sísmica que excita la cimentación”.

Cabe destacar que la cimentación de una estructura sismorresistente, estas serán las encargadas de transmitir al suelo las cargas dinámicas y estática, cuidando que las cargas estén bien repartidas en la planta del edificio se puede lograr una muy buena estabilidad.

2.3. Definición de Términos Básicos.

Acero de Refuerzo. Trabaja en conjunto con el concreto, generalmente resistiendo las fuerzas a tracción por la cual están sometidas las estructuras de concreto armado. Resiste cien veces más a la tracción que el concreto y solo 15 veces la resistencia a la compresión del concreto. Los esfuerzos del acero son

causados únicamente por las cargas de la estructura. Este refuerzo también puede ser utilizado como acero a compresión, cuando se desea reducir la sección transversal. El acero de refuerzo posee una rugosidad natural de la superficie de la barras (barras corrugadas) con el fin de proveer un alto grado de entrelazamiento entre el concreto y el acero.

Cuantía de acero. Cantidad de acero que debe usarse para un área de concreto, para asegurar las fallas por las cuales se está trabajando para el diseño de la estructura. Existe tres tipos de cuantías: Cuantía de acero balanceada (provoca falla balanceada), Cuantía mínima de acero (provoca falla por tensión), Cuantía máxima de acero (provoca falla por compresión).

Ductilidad. Propiedad que tiene un elemento estructural bajo acción de fuerzas de deformarse plásticamente, de forma visible, antes de llegar a la ruptura.

Fuerza a Compresión. Fuerza axial que actúa en el área interna del elemento intentando acortarlo.

Fuerza a Tracción. Fuerza Axial que actúa en el área interna de un elemento intentando alargarlo.

Machones (wallpier). Segmento vertical de un muro, con dimensiones y refuerzos para resistir la demanda de cortante limitada por la resistencia a flexión del refuerzo vertical del machón. (ACI-318-14, p 42).

Momento Flector. Resistencia del cuerpo a curvarse o flexionarse respecto a sus ejes.

Rigidez. Medida cualitativa de resistencia a la deformación elástica de un material. Se refiere a la capacidad que tiene un elemento de soportar diferentes configuraciones de carga sin adquirir grandes deformaciones.

Sismorresistente. Término que lleva las estructuras diseñadas de acuerdo a las disposiciones del capítulo 18 de la norma, tienen como objetivo resistir los movimientos sísmicos a través de una respuesta dúctil e inelástica de miembros seleccionados. (ACI-318-14, pag. 280). Estructura diseñada para resistir terremotos.

Viga de acople. Segmento horizontal de muro también se le conoce como viga de acople cuando las aberturas están alineadas verticalmente en toda la altura de la edificación. Cuando se diseña un segmento horizontal de muro o una viga de acople, se refiere al refuerzo vertical y al refuerzo horizontal. (ACI-318-14, pag. 311).

CAPÍTULO III.

MARCO METODOLÓGICO.

Es necesario saber que la metodología se debe aplicar, antes de realizar la investigación, para garantizar la exactitud de los resultados o nuevos conocimientos obtenidos para lograr la confiabilidad. Según lo establecido por Tamayo y Tamayo (2003; p.37) define al marco metodológico como “Un proceso que, mediante el método científico, procura obtener información relevante para entender, verificar, corregir o aplicar el conocimiento”, en este capítulo se hace una breve reseña de la metodología que fue empleada para el siguiente trabajo, donde se explica el diseño, tipo y modalidad de investigación, el procedimiento y las distintas fases de investigación, la población representada, muestra y técnicas e instrumentos empleados para recolección y análisis de los datos. Siguiendo esta metodología para lograr el desarrollo del mismo, se determinará los pasos a seguir para la explicación de las variables de estudio.

3.1 Tipo de investigación.

Debido a que la investigación Documental se basa en la obtención y análisis de datos provenientes de materiales impresos (Fuentes bibliográficas, apuntes de clases, material de seminarios técnicos, entre otros) y archivos electrónicos (Información proveniente de páginas web de instituciones y otros); donde predomina el análisis, la interpretación, las opiniones, las conclusiones y recomendaciones del autor o los autores. Como lo afirma Baena (1985) “La investigación documental es una técnica que consiste en la recopilación de información por medio de la lectura crítica de documentos y materiales bibliográficos, hemerotecas, centros de documentación e información”.

Entendiéndose por investigación de campo, lo planteado por el Manual de Trabajos de Grado de Especialización y Maestría y Tesis Doctorales UPEL (2006): “El análisis sistemático de problemas en la realidad, con el propósito bien sea de describirlos, interpretarlos, entender su naturaleza y factores constituyentes, explicar sus causas y efectos, o predecir su ocurrencia, haciendo uso de métodos característicos de cualquiera de los paradigmas o enfoques de investigación conocidos o en desarrollo.”(p.11).

Es así como podemos afirmar que nuestra investigación corresponde a una investigación Documental/Campo.

Los softwares de cálculo se han convertido en una herramienta primordial en lo que refiere a cálculo estructural. Debido a que las normativas presentan actualizaciones periódicas, es necesario mantener al día las metodologías aplicadas en los cálculos de los miembros estructurales, como es en el caso de la presente investigación el cálculo de Muros Estructurales.

3.2 Nivel de Estudio.

El tipo de estudio a desarrollar corresponde a uno Comparativo, donde se contrastarán las metodologías de diseño de muros estructurales de concreto armado sismorresistentes respecto a la normativa ACI 318-14 y modelado con software de última generación.

3.3 Diseño de la Investigación.

Para el desarrollo de la investigación se ha seleccionado el método cuantitativo, debido a que permite mensurar los datos fundamentales para la comparación entre las metodologías planteadas en la normativa seleccionada.

3.4 Población y Muestra.

3.4.1 Población.

Según Arias (2006) define la población como: “conjunto finito o infinito de elementos con características comunes, para los cuales serán extensivas las conclusiones de la investigación. Ésta queda limitada por el problema y por los objetivos del estudio". (p. 81)

La población la comprenden a los tipos de muros que se contemplan en el plano de estudio para el desarrollo de la investigación.

3.4.2 Muestra.

Para Tamayo y Tamayo, (2003), “La población se define como la totalidad del fenómeno a estudiar donde las unidades de población posee una característica común la cual se estudia y da origen a los datos de la investigación” (p.114). La muestra seleccionada corresponde a 6 tipos de muros de corte.

3.5 Técnicas e Instrumentación para la Recolección de Datos.

La aplicación de las técnicas de recolección permite obtener la información y los instrumentos a los medios materiales para almacenarla.

La selección de técnicas e instrumentos de recolección de datos implica determinar por cuales medios los investigadores obtendrán la información necesaria para alcanzar los objetivos de la investigación.

En esta investigación fue necesario utilizar la técnica de observación documental, resumen analítico y análisis crítico. La observación documental da inicio al estudio de los textos mediante la búsqueda de información de interés para el desarrollo de la investigación. La técnica de resumen analítico delimita la información concebida por los textos analizados para los datos a concretar. Entre tanto, el análisis crítico permite una apreciación de las ideas provenientes de los autores de la investigación.

De esta manera, aplicando las técnicas mencionadas permitió recolectar y dirigirla información requerida para el progreso de esta investigación.

3.6 Fases Metodológicas.

Una vez planteada la investigación, se precisa describir la estrategia para llevarla a cabo, tomando en cuenta los objetivos específicos propuestos, los cuales están íntimamente relacionados con las fases de la investigación. Estas son:

FASE I: Describir el comportamiento de las estructuras con Muros Estructurales especiales o muros de corte incluyendo los miembros del sistema resistente que los componen como vigas de acople y machones.

En esta fase se describió el comportamiento de los miembros estructurales que componen un sistema con Muros de Corte, como lo son las vigas de acople y los machones, bajo las solicitaciones que corresponde a un sistema estructural sismorresistente. Este comportamiento estará influenciado por lo tipos de cargas que se presentan en la estructura a analizar. Las cargas comprenderán también el conjunto de datos que dará inicio al prediseño de los Muros de Corte. La ubicación de la estructura nos proporcionará información para la zona sísmica a considerar en desarrollo del cálculo de los Muros Estructurales.

FASE II: Establecer una metodología de diseño de muros de corte basada en el código ACI 318-14.

Se desarrolló una metodología de cálculo para los Muros de Corte, mediante el uso del programa MathCad Prime 3.1, la hoja de cálculo se realizó bajo los lineamientos de la Norma ACI 318-14. Se estableció un procedimiento para el cálculo de estos Muros mediante el software de última generación.

FASE III: Realizar un análisis comparativo de la metodología planteada y los resultados obtenidos a partir del análisis estructural empleando software de última generación.

Se inicia el análisis comparativo una vez obtenidos los resultados mediante los métodos de cálculo. El análisis abarcará el valor del eje neutro y la relación demanda-capacidad (D/C) para una progresión de cuantías analizadas en el software de última generación.

FASE IV: Evaluar y analizar la confiabilidad y precisión del software de acuerdo a los resultados obtenidos con la aplicación de la metodología basada en el Código ACI 318-14.

De acuerdo a las diferencias reflejadas entre los resultados de ambas metodologías aplicadas, se realizó un chequeo de la consistencia lógica del comportamiento de las secciones a partir del software de última generación.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS

Posterior al planteamiento del objetivo general y los objetivos específicos del trabajo, haber desarrollado la investigación teórica y metodológica, se corresponde a presentar los resultados obtenidos a partir de la elaboración de cada fase establecida durante el análisis metodológico del trabajo de grado.

4.1. Describir el comportamiento de las estructuras con Muros Estructurales especiales o muros de corte incluyendo los miembros del sistema resistente que los componen como vigas de acople y machones.

El principal comportamiento de un Muro ante cargas sísmicas es similar al de una viga en voladizo. Las fuerzas cortantes en un Muro son de forma parabólica las cuales van aumentando a medida que se acercan a la base. Un Muro Estructural es diseñado para que sea capaz de resistir cargas axiales muy grandes, por lo que la ductilidad depende de los niveles de carga axial y de los miembros de borde debidamente confinados. Los miembros de borde son elementos colocados en los extremos de un muro con la finalidad de que distribuyan la carga axial de manera más regular o a disiparla y así evitar las fallas frágiles.

Muchas de las fallas registradas en los Muros Estructurales luego de haber ocurrido un sismo están ubicadas en los extremos inferiores del mismo, esto podría originarse por una excesiva flexión generando a su vez un excesivo esfuerzo a tracción en uno de los bordes y un excesivo esfuerzo a compresión en el otro como se indica en la figura 7 (c) en la página 14.

Es por ello que los Muros aun cuando están controlados a flexión dúctil pueden fallar a compresión por la excentricidad de las cargas teniendo la necesidad de un correcto detallado del acero de refuerzo en dichas zonas.

La capacidad resistente de estos miembros estructurales depende netamente del refuerzo, es por esto que se debe garantizar un detallado que promueva la ductilidad a flexión y prevenga falla por corte. Una verificación de la transmisión desde los diafragmas a los Muros de fuerzas cortantes es de suma importancia ya que los Muros Estructurales absorben una gran fracción de las fuerzas ya mencionadas.

Un Muro Estructural puede tener un mínimo espesor de 10 centímetros según norma, esto no es permitido para el diseño de Muros en otros países. Dicho ancho no permite el confinamiento adecuado de los elementos de borde y el alma del muro por lo que se encuentran muy susceptibles al tener fallas frágiles.

El Artículo 18.10.4.3 de la norma ACI 318 – 14, indica que siempre debe existir refuerzo en dos direcciones ortogonales en el plano del muro, estas ligaduras son utilizadas para garantizar que el acero longitudinal del Muro no presente pandeo, además de mantener la integridad del núcleo del confinado. La cuantía longitudinal dispuesta en el alma del muro debe garantizarse y estar adecuadamente distribuida (separaciones menores a la máxima) para restringir las fisuras inclinadas.

En Artículo R18.10.6.5 del ACI 318-14 indica que las cargas cíclicas pueden ocasionar pandeo en el refuerzo longitudinal de borde (la cuantía longitudinal de refuerzo incluye únicamente el refuerzo longitudinal de los elementos de borde del muro) incluso cuando la demanda en los bordes no requiera de la implementación de elementos especiales de borde, de esta manera siempre se requieren ligaduras para inhibir el pandeo en el refuerzo longitudinal.

Muchas bibliografías consideran que en edificaciones donde se hayan implementado Muros de Corte presentan un comportamiento significativamente mejor a aquellas edificaciones aperticadas que han sido

sometidas a fuertes sismos, esto siempre que se logre una adecuada configuración de los Muros Estructurales.

Según Fargier (2010, p.348) al implementarse Muros de Corte dentro en una edificación aporricada puede reducir:

- a) Las derivas en los pisos inferiores.
- b) Se elimina la posibilidad de los mecanismos de piso o planta baja libre.
- c) Se minimiza la posibilidad de falla de las columnas cortas.

En un Sistema Dual, la interacción pórtico – muro consiste en que el pórtico se comporta en modo de cortante y el Muro en modo de flexión, las reacciones de uno se contrarrestan con el otro por lo que pueden alcanzar grandes alturas. La relación de rigideces pórtico – muro se debe mantener constante en la altura. Se deben colocar Muros en las distintas caras laterales que formarán la estructura debido a efectos sísmicos a los que podrá estar sometido.

Otros aspectos que pueden presentarse al incorporar Muro Estructurales dentro de una edificación es que controlan la disipación de energía, evitando daños y pérdidas, aunque asumen mayor fuerza lateral. También, si se cuenta con un eficaz sistema de fundaciones se podrán transmitir los efectos al suelo, aceptando las deformaciones elásticas e inelásticas, donde la deformación de uno o varios Muros no afecta la rigidez relativa de los otros. Las fuerzas de inercia en cada piso en una edificación con Muros se transmiten por acción de diafragma elástico con adecuadas conexiones.

Cuando se presenta el caso de Muros que conformen un núcleo se tomará en cuenta la rigidez torsional del mismo, como contribución a la rigidez torsional de los entresijos así se diseñará éste núcleo para resistir los momentos torsores que le correspondan. La distribución de los Muros en planta permitirá indicar si el conjunto se encuentra en un sistema estable o inestable, que el CR se encuentre lo más cercano al CM de la estructura.

Aquellos muros en forma de T o L el ancho efectivo del ala se puede tomar como un 25% de la altura total del muro. Los elementos de borde deben coser la interfaz de unión entre los dos muros, la T o L, y anclarse dentro del alma al menos 30 centímetros. (Dr. Fargier 2010, pag. 333). No se pueden tomar en diseño dos muros ortogonales. En el Artículo R18.10.5.2 del ACI 318-14 en secciones T, L, C, entre otros, se debe considerar la influencia del ala en el comportamiento del muro mediante la selección de anchos apropiados.

Otro tipo de edificaciones con Muros estructurales es el sistema estructural tipo Túnel, considerados mucho más rígido en comparación con el sistema aporticado, por ello deben absorber más cargas sísmicas pero al mismo tiempo tienen mayor capacidad para soportarlas.

Un estructura tipo Túnel está compuesta por Muros y placas mediante el empleo de encofrados del tipo liviano y fuerte que no produzcan deformaciones durante el vaciado del concreto. Poseen una rapidez constructiva elevada.

Este tipo de sistema requiere de muros en las dos direcciones principales en la planta debido a que en la junta losa-muro, cuando está armada con una malla electrosoldada, falla al someterla a solicitaciones cíclicas en el rango inelástico, hay varios estudios los cuales constatan este tipo de comportamiento en dichas juntas.

El proyecto que se ha tomado como ejemplo para el desarrollo de los objetivos de este trabajo, es una edificación tipo “túnel” llamada La Limonera que se encuentra en el estado Miranda, municipio Baruta (zona sísmica 5), sobre suelo muy duro o denso, dónde disponen cuatro tipos de muro para cada ala del proyecto y una losa maciza de 13 centímetros de espesor. Se realizaron los cálculos en base a una sola ala del proyecto.

Por otro lado, es común que en los núcleos de muros mencionado con anterioridad presenten Vigas de Acople o conocidas también como dintel, son

aquellas situadas por encima de aberturas sucesivas de un Muro estructural desde la base del mismo. La función principal de estos elementos es la de transmitir grandes fuerzas cortantes por medio de ellas. Siempre deben presentarse las aberturas de forma adecuada separándolas de tal manera que puedan transmitir eficientemente las solicitaciones, por su potencial fragilidad. Su armado consiste en barras diagonales ancladas a los muros para minimizar las grietas que resultan del Corte producido en estas zonas.

Otro aspecto relevante es que debe vigilarse la formación de dinteles de dimensiones superiores a las de porciones verticales de muros ya que pueden formar entresijos blandos, Paulay & Priestley (1992).

Cuando se presentan aberturas en los Muros estructurales y no están dispuestas desde la base del muro, por lo que poseería una misma fundación, se estaría bajo la presencia de machones de muro. Los machones son considerados muros muy angostos.

La norma ACI 318 – 14 define los machones de muro como aquellos elementos que se disponen en las aberturas de los Muros estructurales correspondientes a puertas y ventanas, como se encuentra en la Figura 21, la principal función de esta sección es dar suficiente resistencia a cortante de tal manera que si ocurre una respuesta inelástica, ésta se desarrolle a flexión. Cuando la relación de esbeltez l_w/b_w es menor o igual a 2,5 el machón de muro se comportará esencialmente como una columna.

En la Figura 21 se muestra como el machón de muro es sometido a cargas sísmicas generando fisuras inclinadas que se propagan directamente por encima o por debajo del elemento, dependiendo de la dirección de las fuerzas sísmicas, es por ello que se requiere el refuerzo horizontal en las zonas adyacentes al machón de muro para minimizar el efecto de falla por corte.

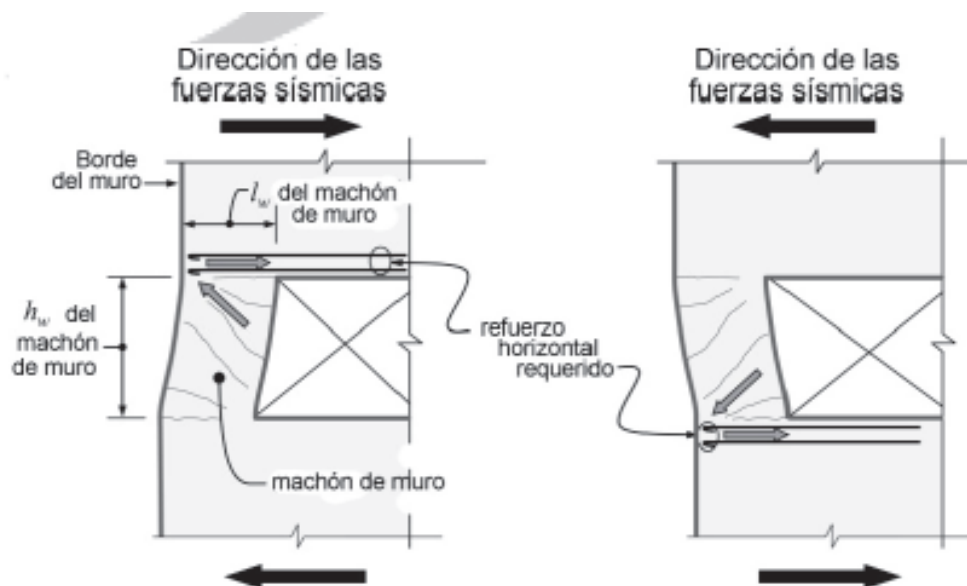


Figura 24. Refuerzo horizontal requerido en segmentos de muro por encima y por debajo machones de muro en el borde del muro.

Fuente: ACI 318 – 14 (2014)

4.2. Establecer una metodología de diseño de muros de corte basada en el código ACI 318-14.

4.2.1. Análisis de Cargas Losa Maciza de la Limonera.

Losa maciza de 13 centímetros de espesor con acabados de friso de cemento de 2 centímetros de espesor y granito artificial de 5 centímetros de espesor. Se utiliza peso mínimo de tabiquería por desconocimiento de distribución.

Tabla 1. Peso de acabados, losa de Entrepiso.

| Característica | Kg/m ² |
|--------------------|-------------------|
| Granito artificial | 100 |
| Friso de cemento | 44 |

Fuente: Flores A, Mendoza J. (2018)

Tabla 2. Otras cargas, losa de Entrepiso.

| Característica | Kg/m ² |
|-------------------|-------------------|
| Instalaciones | 40 |
| Tabiquería mínima | 250 |
| Total SCP | 434 |

Fuente: Flores A, Mendoza J. (2018)

El peso propio de la losa se obtiene de multiplicar el peso unitario del concreto, 2400 kf/m³, por los 13 centímetros de espesor de la losa obteniendo un total de cargas permanentes (CP) de 746 kg/m². Se asume 300 kg/m² de carga variable para el entrepiso y 100kg/m² de carga variable para el techo.

Cuadro 1. Resumen de Cargas

| Caso de Carga | Descripción | Carga (kg/m ²) | Elemento |
|------------------|---|----------------------------|--------------------------|
| SCP | Granito + Friso + Instalaciones + Tabiquería | 434 | Losa Maciza de Entrepiso |
| CP | Granito + Peso de losa + Friso + Instalaciones + Tabiquería | 746 | Losa Maciza de Entrepiso |
| CV (Residencial) | Carga viva | 300 | Losa Maciza de Entrepiso |
| CVT (Techo) | Carga viva techo | 100 | Losa Maciza De Techo |
| SCPT (Techo) | Granito + Friso + Instalaciones + Tabiquería | 434 | Losa Maciza De Techo |

Cuadro 1. (Cont.)

| | | | |
|--------------|--|-------------------------|----------------------|
| SCPT (Techo) | Granito + Friso + Instalaciones + Tabiquería | 434 | Losa Maciza De Techo |
| PP | Peso Propio | Cálculo Del Programa | Todos Los Elementos |
| SX | Sismo Dirección X | Análisis Modal | Estructura |
| SY | Sismo Dirección Y | Análisis Modal | Estructura |

Fuente: Flores A, Mendoza J. (2018)

La Sobre Carga Permanente en la losa de Techo (SCPT) para resultados más conservadores y por escasa información de las características que compone dicha losa, se utilizó la misma Sobre Carga Permanente de la losa de entrepiso (SCP).

Cada uno de los valores de cargas se tomaron de la Tabla 5.1 MÍNIMAS CARGAS DISTRIBUIDAS VARIABLES SOBRE ENTREPISOS Kg/m² de la norma de Criterios y Acciones Mínimas para Proyecto de Edificaciones COVENIN MINDUR 2002 – 88.

4.2.2. Combinaciones de Carga.

En el Artículo 5.3.1 de la norma ACI 318 – 14 explica que la resistencia requerida U debe ser por lo menos igual al efecto de cargas mayoradas de la Tabla 5.3.1 Combinaciones de Carga. Esto nos permite conocer el efecto más desfavorable bajo las acciones simultáneas de las solicitaciones.

Tabla 3. Combinaciones de Cargas, Combo 1.

| Combo 1,4 | |
|----------------|----------------------|
| Casos de Carga | Factor de Mayoración |
| PP | 1,4 |

Tabla 3. (Cont)

| | |
|-----------------|-----|
| SCP (Entrepiso) | 1,4 |
| SCP (Escalera) | 1,4 |

Fuente: Flores Arianna, Mendoza Jorge.

Tabla 4. Combinaciones de Cargas, Combo 2.

| SY | |
|------------------|----------------------|
| Casos de Carga | Factor de Mayoración |
| PP | 1,2 |
| SCP (Entrepiso) | 1,2 |
| SCPT (Techo) | 1,2 |
| SX | 1 |
| SY | 0,2 |
| CV (Residencial) | 1 |
| CVT (Techo) | 1 |

Fuente: Flores Arianna, Mendoza Jorge. (2018)

Tabla 5. Combinaciones de Cargas, Combo 3.

| Casos de Carga | Factor de Mayoración |
|------------------|----------------------|
| PP | 1,2 |
| SCP (Entrepiso) | 1,2 |
| SCPT (Techo) | 1,2 |
| SX | 0,2 |
| SY | 1 |
| CV (Residencial) | 1 |
| CVT (Techo) | 1 |

Fuente: Flores Arianna, Mendoza Jorge. (2018)

4.2.3. Peso Sísmico.

Se determinó el peso sísmico basado en los porcentajes de carga variable expuestos en la Norma COVENIN 1756-2001 “Estructuras Sismorresistente” en el capítulo 7, obteniéndose las siguientes consideraciones:

Se toma un 25% de la Carga Variable residencial (CV), ya que no se incluyen edificaciones donde puedan concentrar más de unas 200 personas

Se toma un 0% de la Carga Variable de Techo (CVT) por ser techos y terrazas no accesibles.

Tabla 6. Pesos Sísmicos considerados para la Edificación.

| Casos de Cargas | Factor |
|------------------|--------|
| SCP | 100% |
| CP | 100% |
| PP | 100% |
| CV (residencial) | 25% |
| CVT (Techo) | 0% |
| SCPT (Techo) | 100% |

Fuente: Flores A, Mendoza J. (2018)

4.2.4. Clasificación de la Edificación.

Conforme a la Norma COVENIN 1756-2001 “Estructuras Sismorresistente” los parámetros sísmicos obtenidos para la edificación en estudio, que posee 5 niveles, fueron los siguientes:

Tabla 7. Parámetros Sísmicos de la Edificación.

| | |
|----------------------|-----|
| Zona sísmica | 5 |
| Grupo | B2 |
| Tipo | III |
| Forma Espectral | S2 |
| Factor de corrección | 0,9 |

Tabla 7. (Cont.)

| Nivel de Diseño | ND3 |
|-------------------------------|------------|
| | 1 |
| R | 4,5 |
| T* | 0,7 |
| | 2,8 |
| p | 1 |
| Ao | 0,3 |
| T+ | 0,35 |
| hp | 2,75 |
| hn | 13,75 |
| Ta | 0,35702368 |
| Ordenada del Espectro (Ad) | 0,168 |

Fuente: Flores A, Mendoza J. (2018)

Û Posee una zona sísmica 5 de acuerdo a su ubicación en el estado Miranda, municipio Baruta.

Û Pertenece a un grupo B2 ya que pertenece a una edificación de uso para vivienda.

Û Es una estructura de Tipo III, debido a la capacidad de resistir la totalidad de acciones sísmicas mediante muros estructurales de concreto armado.

Cada uno de estos datos se introducen en el software de última generación para obtener el Espectro de Respuesta (minorado con el valor de $R = 4.5$), de tal manera que el programa podrá realizar un análisis dinámico espacial de la estructura.

4.2.5. Metodología simplificada.

4.2.5.1. Sección Rectangular.

El pre-dimensionado que se ha adaptado para los cálculos de los Muros rectangulares, a partir de los principios del Dr. Fargier en su cálculo por Flexo-Compresión como columna donde concentra área de acero en los bordes debido a que en estas zonas pueden presentarse deformaciones unitarias por medio de flexión y cargas axiales.

Inicia con la suposición de que el concreto tiene la posibilidad de absorber en su totalidad la carga axial, como se muestra en la Figura 25, esto es solo una manera de simplificar el cálculo para el pre-dimensionado, luego el momento es absorbido por las fuerzas resultantes que se encuentran en los extremos, una de tracción y la otra de compresión, que proporcionan los aceros de refuerzo en dichas zonas.

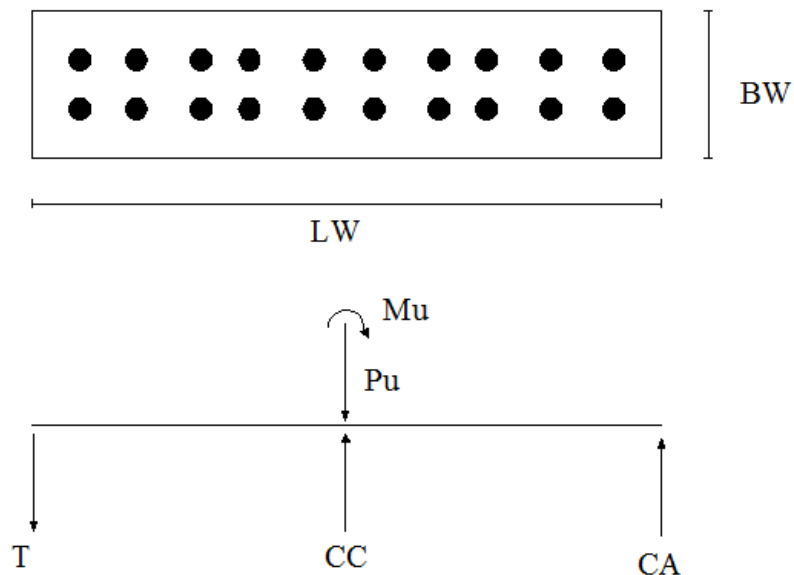


Figura 25. Diagrama de Fuerzas Simplificado para Muro Rectangular.

Fuente: Flores A, Mendoza J. (2018)

Se obtiene las áreas de acero a partir de cuantías mínimas longitudinales (ρ_l) y transversales (ρ_t) de un 0.25%, teniendo presente que la cuantía de acero máxima es de 4%.

El $A_{smín}$ corresponde al área de acero por cada metro lineal del Muro, mientras que $A_{smín}$ corresponde a toda el área transversal del mismo.

El siguiente paso es escoger el tipo de barra con la que se hará el armado y éste debe estar entre los valores mínimos y máximos de área de acero. Se calculará la cantidad de barras requerida para ambas caras del Muro ($\#barrascara$) dividiendo el $A_{smín}$ entre área de la barra ya escogida.

Este resultado debe redondearse al mayor número par siguiente.

La separación máxima ($s_{máx}$) que se dispondrá por ahora será:

Con el diagrama de interacción, obtenido del software de última generación, que posee dicho Muro ya armado podemos verificar como se encuentra trabajando, esto nos da la relación demanda-capacidad, entendiéndose que este número debe ser menor a uno (1).

Se estima las solicitaciones que puede aguantar la sección cuando es requerimientos se empieza a aumentar la resistencia. El resultado de este pre-dimensionado da como resultado un estimado o un acercamiento al resultado requerido para el

elemento, si da un valor menor al requerido se aumenta, de lo contrario se aumentaría el resultado.

Se asume dos distancias en los extremos del Muro en los cuales estará concentrado acero l_{b1} y l_{b2} y serán del mismo valor. Se obtendrá a partir del momento último M_u y estas dos longitudes un área de acero calculada.

Posteriormente se multiplicará por un factor de mayoración de área γ .

Donde:

e = excentricidad

M_u = Momento último de demanda de la sección.

P_u = Fuerza axial última de demanda de la sección.

Se asigna el tipo de barra para obtener la cantidad que se dispondrá dividiendo A_s entre el área de la barra previamente escogida, este último valor se redondea al mayor número par siguiente, luego se divide entre dos (2) para obtener la cantidad de barras por cara del muro. La separación se obtendrá al dividir la longitud l_{b1} entre la cantidad de barras por cada del muro.

Este acero concentrado en los extremos de la sección será calculado solo para aquellas secciones rectangulares.

El artículo 18.10.5.1 de la Norma ACI 318 – 14:

- Ü El concreto y el refuerzo de longitudinal desarrollado dentro del ancho efectivo del ala, elementos de borde y el alma del Muro, deben considerarse efectivos al igual que las aberturas.
- Ü El ancho efectivo del ala en secciones con alas debe extenderse desde la cara del alma una distancia igual al menor valor entre la mitad de la

distancia al alma de un muro adyacente y el 25 por ciento de la altura total del muro.

4.2.5.2 Sección tipo T y L.

Para el área de acero se realizará el mismo procedimiento que la sección rectangular, con el objetivo de calcular con cuantía mínima, el área de acero correspondiente al ala y al alma del Muro.

Para las secciones T y L se requerirá el cálculo del centroide correspondiente a la sección que se analizará, asumiendo que la carga axial última por demanda (P_u) cae en el mismo, como se aprecia en la Figura 26 y 27, realizar una sumatoria de momentos en dicho centroide y obtener el área de acero.

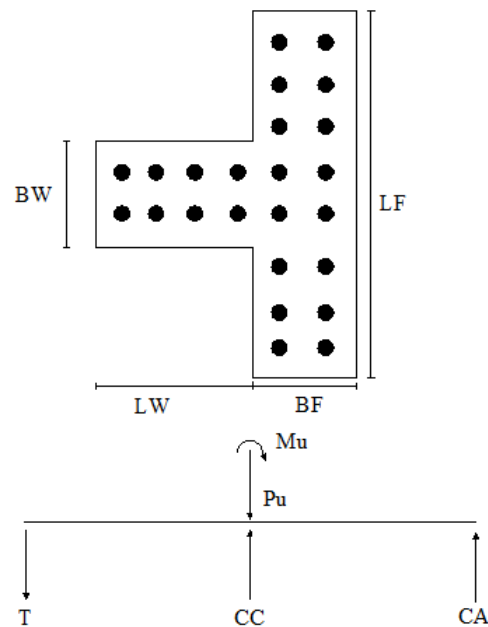


Figura 26. Diagrama de Fuerzas Simplificado para Muro T.

Fuente: Flores A, Mendoza J. (2018)

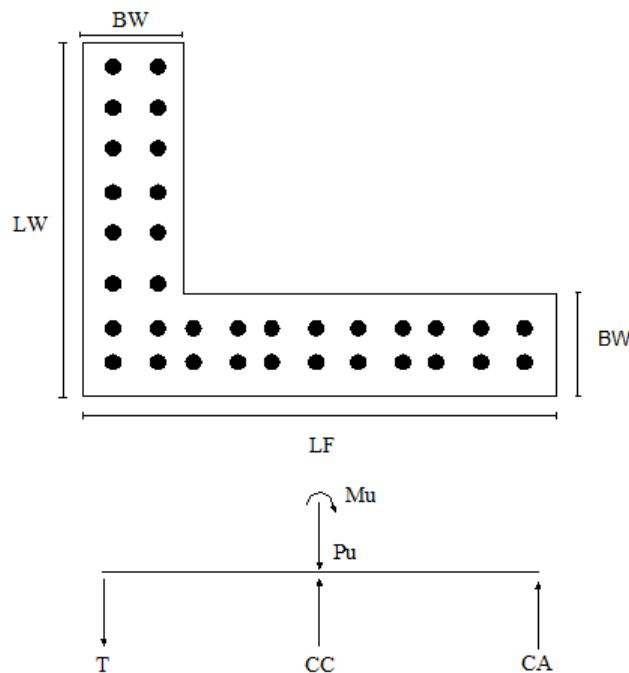


Figura 27. **Diagrama de Fuerzas Simplificado para Muro L.**

Fuente: Flores A, Mendoza J. (2018).

Se trabajará bajo la hipótesis de que el ala, debido al congestionamiento de muros en Y, estará trabajando con cuantía mínima de acero en el borde opuesto de la sección. Se asignará una longitud $lb1$ donde se concentrará cierta área de acero que se determinará de la siguiente manera:

Donde:

M_u = Momento último de demanda de la sección.

= Área de acero mínimo longitudinal del ala.

= X centroidal de la sección.

= Centroide en X del ala de sección.

= Distancia desde el borde del alma hasta concentración de acero.

Por consiguiente, se asigna un tipo de barra para calcular la cantidad de barras dispuestas para cada cara en el borde ($lb1$) de la sección T.

La sección tipo L no requirió del cálculo de la simplificación debido a que el muro cumple con cuantía mínima.

4.2.5.3. Sección tipo Cruz.

El acero está ubicado en el eje de simetría, como en la Figura 28, por lo que la evaluación no se ajusta a la metodología simplificada desarrollada, calculándose a partir de la progresión de cuantías.

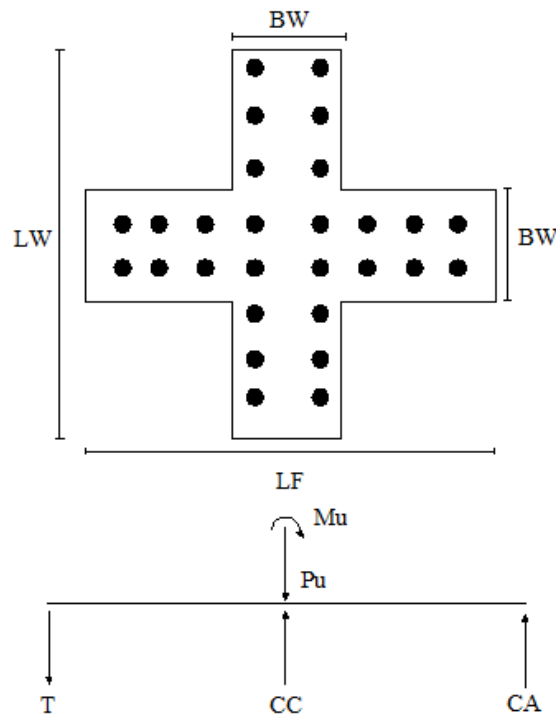


Figura 28. **Diagrama de Fuerzas Simplificado para Muro L.**

Fuente: Flores A, Mendoza J. (2018).

A cada Muro se le aplica un aumento progresivo de cuantías a fin de constatar a partir de qué porcentaje de acero cumple la sección ante sollicitaciones, distribuyendo el acero uniformemente.

4.2.5.4. Verificación de incorporación de Elementos de Borde.

Una de las primeras condiciones para verificar la incorporación de elementos de borde es que el esfuerzo máximo a compresión , en el nivel

que se evaluará, es mayor al 20% del esfuerzo a compresión del concreto F'_c se requerirá de elementos de borde.

Donde:

Artículo 18.10.6 de la norma ACI 318 – 14, se requerirá de elementos especiales de borde cuando:

En donde el valor de c corresponde a la mayor profundidad de eje neutro calculada para la fuerza axial mayorada y resistencia nominal a momento congruente con el desplazamiento de diseño .

El elemento especial de borde se extenderá verticalmente sobre y bajo la sección crítica en una distancia al menos igual a la mayor entre:

En el artículo 18.10.6.3, los muros estructurales deben tener elementos especiales de borde y alrededor de las aberturas cuando el esfuerzo a compresión máximo de la fibra de la fibra extrema, correspondiente a las combinaciones de carga de diseño, sobrepasen $0.2 * f'_c$. Los elementos especiales de borde pueden ser discontinuados donde el esfuerzo de compresión calculado sea menor que $0.15 * f'_c$.

En el artículo 18.10.6.4(a) el elemento especial de borde se extenderá horizontalmente (desde la fibra extrema a compresión hasta la mayor de las siguientes distancias:

En la tabla 18.10.6.4 (f), para ligaduras cerrados de confinamiento, la cantidad de acero de refuerzo debe ser el mayor entre:

—

El mayor de estos resultados será el valor que se le asignará al siguiente término:

Siendo A_{st} área de total de refuerzo transversal incluyendo ganchos suplementarios colocados dentro del espaciamiento S y perpendicular a la dimensión b_c .

El valor de A_{sh} corresponde al área gruesa donde se ubicará el elemento de borde:

El valor de A_{ch} es el área de confinamiento que se obtiene:

Donde b_{c1} es la longitud horizontal del área de confinamiento, que resulta de restar la extensión horizontal del elemento de borde b_{c2} con el recubrimiento asignado previamente en el inicio de los cálculos y b es el ancho de la zona de confinamiento (b) menos dos (2) veces el recubrimiento.

En el artículo 18.10.6.4:

Para muros o machones de muros con:

El ancho de la zona a compresión por flexión b dentro de la distancia horizontal calculada b_{ch} debe ser mayor o igual a 30 centímetros.

La separación máxima de ligaduras S será el menor valor entre:

Se despeja el Ash, con los valores ya obtenidos de S, bc1 y el mayor resultado asignando para la relación, de esta manera se divide el entre el área de la barra previamente seleccionada y obtener el número de barras.

Para la secciones con ala los elementos de borde se calcula de forma individual para sección.

4.2.5.5. Diseño por Corte.

Según 18.10.4 de la norma estas son las condiciones para verificar que la sección no falla por corte:

- Primera condición.

—

Donde:

Para , el valor de

Para , el valor de

Para , el valor de se interpola

Factor de minoración para el corte .

= Área bruta de la sección transversal.

Para realizar la verificación, obtenemos el valor de corte último (Vu) de la modelación en el software, luego se mayor con el factor y se divide entre el área transversal del muro . El corte nominal no se multiplica por el para compararlos en forma de esfuerzos.

- Segunda condición.

En la tabla 11.5.4.6 los valores de V_c para muros no preesforzados y preesforzados se obtienen por medio:

Cálculo simplificado

Compresión: —

Tracción mayor entre: —

Donde:

h = espesor del muro.

$d = 0,8h$

N_u = Fuerza axial última si el muro está bajo tracción.

Si la sección cumple con estas dos condiciones, son correctas las cuantías seleccionadas a principio del pre-dimensionado:

- i. 11.7.2 El espaciamiento máximo del refuerzo longitudinal () debe ser el menor entre:

45 centímetros

11.7.3 El espaciamiento máximo del refuerzo transversal () debe ser el menor entre:

45 centímetros

- ii. El área de acero transversal se determina por medio de la siguiente fórmula del manual de cálculo de software basado en la norma ACI 318 - 14:

Se asigna un tipo de barra y se procederá a calcular el número que se dispondrá en la sección dividiendo _____ entre el área de la barra.

- iii. El área de acero transversal se determina:

Luego de asignar un tipo de barra se realizará el procedimiento anterior y obtener el número de barras.

La distribución del acero se establecerá para ambas caras del Muro si la relación _____, como se indica en 18.10.2.2.

4.2.5.6. Detallado de Acero.

- i. El recubrimiento especificado para elementos de concreto construidos en sitio por la norma ACI 318 – 14, indica en la Tabla 20.6.1.3.1:

Para losas, viguetas y muros:

Ø Cuando se dispone barras No. 14 a No. 18 el recubrimiento es de 4 centímetros.

Ø Cuando se dispone de barras < No. 11 el recubrimiento a tomar es de 2 centímetros.

- ii. La longitud de desarrollo para barra corrugadas (ld) debe ser el mayor resultado entre:

$$\frac{f_y A_s}{4 \lambda \sqrt{f_c}} \quad \frac{f_y A_s}{\mu \sqrt{f_c}}$$

$$\frac{f_y A_s}{\mu \sqrt{f_c}} \quad \frac{f_y A_s}{\mu \sqrt{f_c}}$$

norma. C_b es un factor que representa el menor valor entre el recubrimiento lateral, el recubrimiento de la barra medido desde el centro de la misma y la mitad del espaciamiento medido entre los centros de la barras. K_{tr} representa la contribución del refuerzo de confinamiento que atraviesa los planos potenciales de hendimiento, este valor puede ser igualado a cero para simplificar el diseño aún si hay refuerzo transversal presente.

Las longitudes de desarrollo l_d definidas deben ser 1,25 veces los valores calculados para F_y en tracción y siempre tomar la longitud con la barra de mayor diámetro según en Art. 18.10.2.3 (b).

- iii. Longitud de anclaje (l_{dh}) deberá ser la mayor entre las siguientes longitudes:

$$\frac{f_y A_s}{4 \lambda \sqrt{f_c}}$$

Si es un sistema ordinario se calcula la longitud de anclaje con la siguiente ecuación y no con la primera que se ha planteado:

$$\frac{f_y A_s}{16 \lambda \sqrt{f_c}}$$

de la norma.

- iv. El espaciamiento máximo entre barras longitudinales y transversales deben cumplir con los requerimientos del artículo 11.7.2.1 y el artículo 11.7.3.1 de la norma ACI 318 –14:

Ø El máximo valor de separación longitudinal (s_l) debe ser el menor valor entre:

—

Ø El máximo valor de separación transversal (s_t) debe ser el menor valor entre:

Ø La distancia mínima entre las barras paralelas ($s_{mín}$) debe ser el mayor de las siguientes longitudes como se indica en el artículo 25.2.3 de la norma.

—

- v. Cuando se requiere refuerzo longitudinal como refuerzo de resistencia axial o cuando el área de acero transversal (A_{st}) es mayor a 0.01 veces el área gruesa (A_g) el refuerzo longitudinal debe ser apoyado lateralmente por ligaduras transversales, esto indicado en el artículo 11.7.4 de la norma ACI 318 – 14.
- vi. La geometría de los ganchos debe cumplir con lo indicado en la tabla 25.3.1 para el desarrollo de barras longitudinales corrugadas a tracción:

Ganchos de 90°:

Ø Si la barra es de No. 3 a No. 8 el diámetro interior mínimo de doblado en pulgadas será 6 veces el diámetro de la barra.

Ø Si la barra es de No. 9 a No. 11 el diámetro interior mínimo de doblado en pulgadas será 8 veces el diámetro de la barra.

Ø Si la barra es de No. 14 a No. 18 el diámetro interior mínimo de doblado en pulgadas será 10 veces el diámetro de la barra.

La extensión recta (en pulgadas, será 12 veces el diámetro de la barra, en los tres casos ya mencionados.

Ganchos de 180°:

Ø Si la barra es de No. 3 a No. 8 el diámetro interior mínimo de doblado en pulgadas será 6 veces el diámetro de la barra.

Ø Si la barra es de No. 9 a No. 11 el diámetro interior mínimo de doblado en pulgadas será 8 veces el diámetro de la barra.

Ø Si la barra es de No. 14 a No. 18 el diámetro interior mínimo de doblado en pulgadas será 10 veces el diámetro de la barra.

La extensión recta (en pulgadas, será el mayor entre:

La geometría de los ganchos debe cumplir con lo indicado en la tabla 25.3.2 para el desarrollo de barras transversales corrugadas a tracción:

Ganchos de 90°:

Ø Si la barra es de No. 3 al No. 5 el diámetro interior mínimo de doblado en pulgadas será 4 veces el diámetro de la barra y la extensión recta (será el mayor valor entre 6 veces y 3 pulgadas.

Ø Si la barra es de No. 6 al No. 8 el diámetro interior mínimo de doblado en pulgadas será 6 veces el diámetro de la barra y la extensión recta (será 12 veces

Ganchos de 135°:

Ø Si la barra es de No. 3 al No. 5 el diámetro interior mínimo de doblado en pulgadas será 4 veces el diámetro de la barra.

Ø Si la barra es de No. 6 al No. 8 el diámetro interior mínimo de doblado en pulgadas será 6 veces el diámetro de la barra

Para ambos tipos de doblado la extensión recta () será el mayor entre 6 veces y 3 pulgadas.

Ganchos de 180°:

Ø Si la barra es de No. 3 al No. 5 el diámetro interior mínimo de doblado en pulgadas será 4 veces el diámetro de la barra.

Ø Si la barra es de No. 6 al No. 8 el diámetro interior mínimo de doblado en pulgadas será 6 veces el diámetro de la barra

Para los ambos tipos de doblado la extensión recta () será el mayor entre 4 veces y 2,5 pulgadas.

En Venezuela el doblado mínimo de 90° para refuerzo transversal no es aceptado, por lo que se recomienda doblado mínimo de 135°.

vii. La longitud de empalme por traslapo () se determina evaluando primero que tipo de empalme se presenta, Clase A o Clase B, descrito en el artículo 25.5.2 de la norma:

empalme:

Ø Porcentaje de barras empalmadas por traslapo $A_t = 50$.

Clase A, la longitud de empalme por traslapo será la mayor entre:

30 centímetros

Ø Porcentaje de barras empalmadas por traslapo $A_t = 100$.

Clase B, la longitud de empalme por traslapo será la mayor entre:

30 centímetros

Si la relación $A_s, \text{colocado} / A_s, \text{requerido} < 2$ en la longitud del empalme:

Ø Aplica los dos casos de porcentaje de barras empalmadas por traslapo.

Clase B, la longitud de empalme por traslapo será la mayor entre:

30 centímetros

viii. Detallado de Elementos de Borde.

El refuerzo transversal en estos elementos debe cumplir con los requerimientos del artículo 18.7.5.2 de la Norma:

Ø El refuerzo transversal debe consistir ya sea que espirales simples o entrelazadas, o ligaduras cerradas de confinamiento circulares o rectilíneos con o sin ganchos suplementarios.

Ø Los dobleces de ligaduras cerradas de confinamiento rectilíneos y de ganchos suplementarios deben abrazar barras periféricas longitudinales de refuerzo.

Ø Pueden usar ganchos suplementarios del mismo diámetro o menor al de las ligaduras cerradas de confinamiento, siempre y cuando se cumpla con la limitación de 25.7.2.2:

a) Barras No. 10 encerrando barras longitudinales No. 32 o menores

b) Barras No. 13 encerrando barras longitudinales No. 36 o mayores o conjuntos de barras longitudinales.

Los ganchos suplementarios sucesivos deben tener sus extremos alternados a lo largo del refuerzo longitudinal y alrededor del perímetro de la sección.

- Donde se usen ligaduras cerradas de confinamiento o ganchos suplementarios, deben proveer soporte lateral al refuerzo longitudinal.

El espaciamiento del refuerzo transversal de los elementos de borde no debe exceder el menor de 35 centímetros y dos tercios del refuerzo transversal, y el límite del espaciamiento transversal de 18.7.5.3(a) debe ser un tercio de la menor.

Para el refuerzo longitudinal en elementos de borde la distancia libre mínima entre las barras debe ser el mayor entre las siguientes distancias, según el artículo 25.2.3.

—

Cuando la sección crítica esté localizada en la base del muro, el refuerzo transversal del elemento de borde en la base del muro se deberá extender dentro del apoyo por lo menos 1.25 veces la longitud de desarrollo l_d .

Cuando el elemento de borde especial termina en una zapata, losa de cimentación o cabezal de pilote, el refuerzo transversal del elemento especial de borde debe extenderse al menos 30 centímetros dentro de la zapata, losa de cimentación o cabezal.

El refuerzo horizontal del alma del muro debe extenderse dentro del elemento de borde para que pueda desarrollar en tracción la resistencia cedente, $f_y t$. La extensión deberá tener una distancia igual a la longitud de desarrollo l_d , cuando el refuerzo desarrollado es recto, de

lo contrario se extendería una distancia igual a la longitud de anclaje l_{dh} cuando se embebe el refuerzo horizontal con ganchos estándar.

4.2.6. Análisis de Cargas de Estructura tipo Spandrel.

Tabla 8. Resumen de Cargas.

| Nivel | SCP (kg/m ²) | CV (kg/m ²) |
|--------------------|--------------------------|-------------------------|
| Entrepisos 1, al 7 | 300 | 175 |
| Escalera | 360 | 500 |
| Techo | 150 | 100 |

Fuente: Flores Arianna, Mendoza Jorge. (2018).

Edificación con ocho niveles, posee: vigas de 30x60, columnas 60x60, muros de dos metros de longitud y quince centímetros de espesor. El espesor de losa de escalera y entepiso es de 15 centímetros.

Tabla 9. Pesos Sísmicos considerados para la Edificación.

| Casos de Cargas | Factor |
|------------------|--------|
| SCP | 100% |
| CP | 100% |
| PP | 100% |
| CV (residencial) | 50% |
| CVT (Techo) | 50% |
| SCPT (Techo) | 100% |

Fuente: Flores Arianna, Mendoza Jorge. (2018).

4.2.7. Clasificación de la Edificación tipo Spandrel.

Tabla 10. Parámetros Sísmicos de la Edificación.

| | |
|-----------------|------|
| Zona sísmica | 5 |
| Grupo | B2 |
| Tipo | III |
| Forma Espectral | S2 |
| | 0,95 |
| Nivel de Diseño | ND3 |

Tabla 10. (Cont).

| | |
|---|-----|
| | 1 |
| R | 4,5 |

| | |
|-------|-----|
| T^* | 0,7 |
| | 2,6 |
| p | 1 |
| A_o | 0,3 |

Fuente: Flores Arianna, Mendoza Jorge. (2018).

4.2.8. Diseño de Viga de Acople.

Asignando el recubrimiento requerido y a partir de las dimensiones iniciales de la viga de acople se inicia el modelo bilineal para determinar si la sección actúa como simple o doblemente armada. Ver Figura 29.

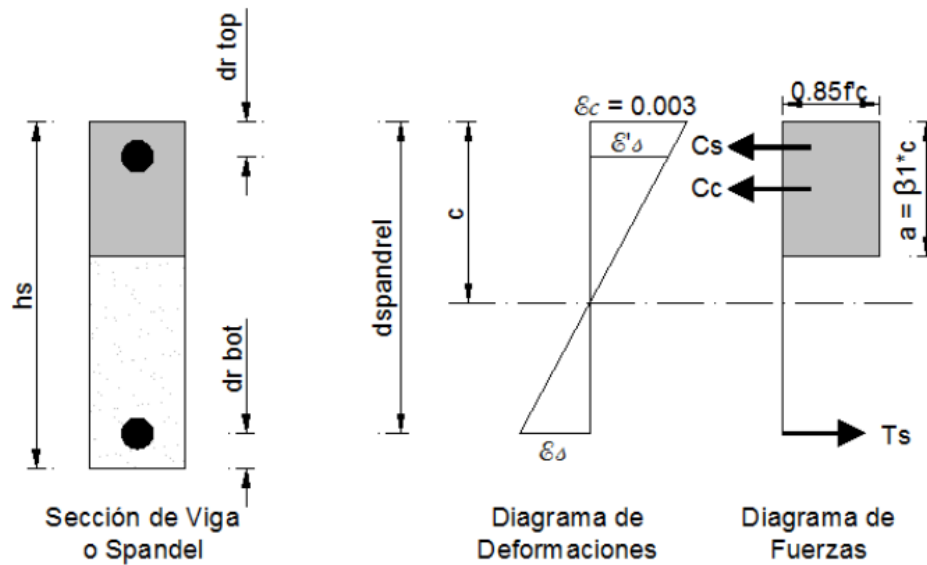


Figura 29. Modelo Bilineal de Viga de Acople o Spandel.

Fuente: Manual de Diseño de Muro de Corte de software de última generación.

- i. Se determina el valor del eje neutro máximo ($C_{m\acute{a}x}$) mediante una relación de triángulos del diagrama de deformaciones.

Donde:

= 0,003 corresponde a la deformación unitaria del concreto

= 0,005 corresponde a la deformación dúctil del acero.

= Altura útil del acero a tracción.

ii. Se busca a requerida por la sección y a máxima ($a_{máx}$)

$$\frac{M_u}{\phi M_n} > 1$$

iii.

a) Para el diseño de sección simplemente armada se determina el área de acero para el momento último positivo M_u .

$$\frac{M_u}{\phi M_n} < 1$$

iv. Si $a > a_{máx}$ se diseña como sección doblemente armada.

a) Se busca la fuerza de compresión generada por el concreto.

Donde:

= Ancho de la viga spandrel

b) Momento resistido por el par formado por la compresión del concreto y el acero a tracción.

c) Momento adicional que debe ser resistido por el par formado por el acero a compresión y el acero adicional a tracción.

d) Fuerza del acero a compresión.

$$A_s' = \frac{M_{top}}{\phi f_y d}$$

Donde d_{top} es igual al recubrimiento superior de la viga.

e) Deformación unitaria en el Acero a compresión

$$\epsilon_s' = \frac{M_{top}}{E_s I}$$

f) Área de acero requerida a compresión.

g) Área de acero requerida a tracción para balancear la compresión del concreto en el alma de la viga.

h) Área de acero requerida a Tracción para balancear el acero a compresión.

v. Se realizan los pasos iniciales pero ahora con el momento máximo negativo de la sección. Incluyendo la condiciones de armado simple o doble.

vi. Diseño por Corte.

a) Se determina el corte que resiste el concreto V_c por medio de tres casos, escogiéndose el caso más desfavorable, es decir, el menor entre los casos:

Caso A: el elemento sin fuerza axial.

Caso B: elemento sometido a compresión axial.

Caso C: elemento sometido a tracción axial.

Donde U_n es la fuerza axial sometida en la sección y es negativa cuando se encuentra en tracción.

b) Cálculo del corte que debería resistir el acero.

c) Máximo corte que debe resistir la sección.

—

d) Área de acero por corte.

vii. Si la estructura se encuentra en zona sísmica, se verifica el acero diagonal:

—

Diseño de Acero diagonal:

Donde:

=====

4.2.9. Aplicación de Metodología simplificada.

Pre-dimensionado para Muro 1X Rectangular

1) Obtenemos las áreas de acero a partir de la cuantía mínima (ACI 318-14 Art. 11.6 Límites de refuerzo)

Datos:

$$lw := 2.06 \text{ m} \quad bw := 15 \text{ cm} \quad f'c := 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad fy := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$
$$\rho_{\min} := 0.0175 \quad \rho_{\max} := 0.04 \quad \beta_1 := 0.85 \quad E := 2.1 \cdot 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$As_{\min l} := \rho_{\min} \cdot bw \cdot 100 \text{ cm} = 26.25 \text{ cm}^2 \quad \text{Por cada metro lineal de muro}$$

$$As_{\max l} := \rho_{\max} \cdot bw \cdot 100 \text{ cm} = 60 \text{ cm}^2$$

$$As_{\min c} := \rho_{\min} \cdot bw \cdot lw = 54.075 \text{ cm}^2$$

Para todo el Muro

$$As_{\max c} := \rho_{\max} \cdot bw \cdot lw = 123.6 \text{ cm}^2$$

2) Se asigna el tipo de barra que se empleará para la armadura del muro:

$$\text{barra} := 4$$

$$\phi_{\text{barra}} := \frac{\text{barra}}{8} \cdot 2.54 \text{ cm} = 1.27 \text{ cm} \quad A\phi := \frac{(\phi_{\text{barra}})^2}{4} \cdot 3.14 = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{cantidaddebarras} := \frac{As_{\min c}}{A\phi} = 42.709 \quad \text{Candebar} := 44$$

$$\text{barracara} := \frac{\text{Candebar}}{2} = 22$$

$$\text{Sepmax} := \frac{lw - (5 \text{ cm})}{\text{barracara}} = 9.136 \text{ cm}$$

$$Pu := 88370 \text{ kgf} \quad Mu := 89621 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{Por solicitudes}$$

$$e := \frac{Mu}{Pu}$$

$$Fma := \frac{e}{\left(\frac{lw}{3}\right)} = 1.477 \quad \text{Factor de mayoración de área}$$

$$lb1 := 40 \text{ cm} \quad lb2 := 40 \text{ cm} \quad \text{Distancias de concentración de acero asumida en los extremos del muro}$$

$$Ascal := \frac{Mu}{\left(lw - \left(\frac{lb1}{2} + \frac{lb2}{2}\right)\right) \cdot fy} = 12.854 \text{ cm}^2$$

$$As := Fma \cdot Ascal = 18.985 \text{ cm}^2$$

$$barradeborde := 4 \quad \phi_{barradeborde} := \frac{barradeborde}{8} \cdot (2.54 \cdot \text{cm}) = 1.27 \text{ cm}$$

$$A\phi := \frac{(\phi_{barradeborde})^2}{4} \cdot 3.14 = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$\#barraborde := \frac{As}{A\phi} = 14.995$$

$$\#barradeborde := 16$$

$$barracara := \frac{\#barradeborde}{2} = 8 \quad sepborde := \frac{lb1}{barracara} = 5 \text{ cm}$$

Verificación de necesidad de incorporar Elementos de Borde

Datos:

| | | | |
|-------------------------|---------------------------|---|---|
| $hs := 2.75 \text{ m}$ | Altura de entrepiso(m) | $f'c := 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ | Resistencia del Concreto (kg/cm ²) |
| $lw := 2.06 \text{ m}$ | Longitud del muro(m) | | |
| $bw := 15 \text{ cm}$ | Espesor del muro (m) | | |
| $hw := 13.75 \text{ m}$ | Altura total del muro (m) | $fy := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ | Limite de Cedencia del acero de refuerzo longitudinal (kg/cm ²) |
| $Fystrb := fy$ | | | |

Si $esf_{max} > 0,2f'c$ se deberá emplear elementos de borde, en el nivel de estudio

$$esf_{promcon} := \frac{Pu}{bw \cdot lw} = 28.599 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$esf_{max} := esf_{promcon} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot \frac{Mu}{lw}}{Pu} \right) = 113.075 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$0.2 \cdot f'c = 50 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$c \geq \frac{\ell_w}{600(1.5\delta_u / h_w)}$$

ACI 318-14, Eq. 18.10.6.2

El cociente $\frac{\delta_u}{h_w}$ no debe ser menor que 0.005 (Art 18.10.6.2)

$$\delta_u := 1.2 \text{ cm}$$

$$\frac{\delta_u}{h_w} = 8.727 \cdot 10^{-4}$$

Como el cociente es menor, sin la multiplicación, a lo indicado por la norma ACI 318-14 tomamos 0,005 como el valor del cociente

$$t := 0.005$$

Este es nuestro nuevo valor para el cociente $\frac{\delta_u}{h_w}$

$$c' := \frac{lw}{600 \cdot 1.5 \cdot t} = 0.458 \text{ m}$$

$$Casum := 0.646 \text{ m}$$

Este Casum es tomado del software

Se requerirá de elementos de borde

4) Separación máxima entre estribos, será menor distancia entre:

$$10 \text{ cm} \quad g := 6 \cdot d_{\text{blong}} = 5.718 \text{ cm} \quad i := \frac{bw}{3} = 5 \text{ cm}$$

$$S := i = 5 \text{ cm}$$

Cálculo de ramas requeridas

Se despeja A_{sh} de la ecuación con los valores de separación y de $bc1$

$$A_{sh} := S \cdot bc1 \cdot v_p = 2.188 \text{ cm}^2$$

$d_{\text{blong}} = 0.953 \text{ cm}$ Se escogerá previamente un diámetro de barra para refuerzo longitudinal

$$A_{se} := \frac{\pi \cdot (d_{\text{blong}})^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2 \quad \# \text{Ramas} := \frac{A_{sh}}{A_{se}} = 3.067$$

Diseño por Corte

Datos:

$\phi := 0.75$ Factor de minoración por Corte
 $\rho_t := 0.0025$ Cantidad de acero de refuerzo transversal (horizontal)
 $\rho_l := 0.0025$ Cantía de acero de refuerzo longitudinal (vertical)

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

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

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

$$\frac{h_w}{\ell_w} = 6.675 \quad bw \cdot lw = 0.309 \text{ m}^2$$

$\alpha_c := 0.53$ Si el valor queda entre 1,5 y 2 se interpola
 $A_{cv} := 0.309 \text{ m}^2$ Area de sección transversal

$$Vu / \phi < V_n$$

$$V_n := (0.53 \cdot \sqrt{250}) + (0.0025 \cdot 4200) = 18.88 \text{ Kgf/cm}^2$$

Para iniciar este calculo primero se tendrá que tomar los valores de las cuantías previamente asumidos en el inicio del pre-dimensionado. De acuerdo norma en la sección 18.10.2.1 las cuantías no deben ser menor a 0,0025.

$V_u := 38660 \text{ kgf}$ Se obtiene de los resultados del modelado del programa

$$\phi = 0.75$$

$$V_{um} := \frac{V_u}{\phi} = 51546.667 \text{ kgf}$$

$$V_{umay} := \frac{V_{um}}{206 \text{ cm} \cdot 15 \cdot \text{cm}} = 16.682 \frac{1}{\text{cm}^2} \cdot \text{kgf}$$

Se divide V_{um} entre el área transversal del Muro y obtener el esfuerzo de demanda que cae sobre el mismo

$$V_n := (0.53 \cdot \sqrt{250}) + (0.0025 \cdot 4200) = 18.88$$

$$V_{umay} = 16.682 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Si cumple}$$

$$V_{umay} > 0.5V_c$$

$$V_c = \frac{0.53 \lambda \sqrt{f'_c} h d}{0.53 \left(1 + \frac{N_u}{35 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d}$$

Donde:
h = espesor del Muro
d = 0.8lw

$$V_c := 0.53 \frac{\text{kgf}^{\frac{1}{2}}}{\text{cm}} \cdot \sqrt{250 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot b_w \cdot 0.8 \cdot l_w = 20715.448 \frac{\text{s}^2}{\text{m}} \cdot \frac{\text{kgf}^{\frac{1}{2}}}{\text{s}^2} \cdot \text{kgf}^{\frac{1}{2}} \cdot \text{m}$$

$$0.53 \cdot \frac{V_c}{b_w \cdot 0.8 \cdot l_w} = 44414.19 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{kgf}$$

$$V_{umay} = 166817.691 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{kgf}$$

V_{umay} si es mayor a $0.5V_c$

Acero de refuerzo transversal

La separación s_t debe ser el mínimo entre las siguientes ecuaciones

$$o := 3 \cdot bw = 0.45 \text{ m} \quad x := 45 \text{ cm} \quad y := \frac{lw}{5} = 0.412 \text{ m} \quad \text{Si se requiere de refuerzo a cortante}$$
$$s_t := 0.30 \text{ m}$$

$$A_v := \frac{(V_{um} - V_c)}{f_y \cdot 0.8 \cdot lw} \cdot s_t = 1.336 \text{ cm}^2$$

$$\text{barra} := 3$$

$$D_{\text{barra}} := \frac{\text{barra}}{8} \cdot 2.54 \text{ cm} = 0.953 \text{ cm}$$

$$A_{\text{barra}} := 3.14 \cdot \frac{D_{\text{barra}}^2}{4} = 0.712 \text{ cm}^2$$

$$\text{Numbarra} := \frac{A_v}{A_{\text{barra}}} = 1.876 \quad \text{Ramas} := 2$$

$$A_{\text{ramas}} := \text{Ramas} \cdot A_{\text{barra}} = 1.424 \text{ cm}^2$$

$$S_f := A_{\text{ramas}} \cdot f_y \cdot 0.8 \cdot \frac{lw}{(V_{um} - V_c)} = 31.978 \text{ cm}$$

$$A_{\text{min}} := \rho_{\text{min}} \cdot bw \cdot S_f = 8.394 \text{ cm}^2 \quad \text{Por cada separación no puede haber menos de 1,2cm}^2 \text{ de acero}$$

$$\frac{hw}{lw} = 6.675 \quad \text{La distribución del acero se hará para ambas caras del muro}$$

Acero de refuerzo longitudinal

La separación máxima s_l debe ser el menor valor entre las siguientes ecuaciones

$$t' := 3 \cdot bw = 45 \text{ cm} \quad u := 45 \text{ cm} \quad z := \frac{lw}{3} = 68.667 \text{ cm}$$

$$s_l := u = 0.45 \text{ m}$$

El área de acero longitudinal se toma el del inicio del pre-dimensionado que se obtiene a partir de la cuantía mínima

Detallado del Acero de Refuerzo

1) Recubrimiento de Concreto para el Refuerzo de Acero

$$rec := 2.5 \text{ cm}$$

2) Longitud de desarrollo o transferencia (ld) ACI 318-14 Art 25.4.2.1

La longitud de desarrollo para barras corrugadas y alambra corrugado en tracción (ld) debe ser el mayor resultado entre el resultado de ld1, ld2 y ld3:

$$\ell_d = \left(\frac{f_y \psi_t \psi_e}{6.6 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$$

$$\psi_t := 1 \quad \psi_e := 1 \quad \psi_s := 0.8$$

$$\lambda := 1 \quad barra := 3$$

Tabla 25.4.2.4 — Factores de modificación para el desarrollo de las barras corrugadas y alambres corrugados en tracción

| Factor de modificación | Condición | Valor del factor |
|---------------------------------------|---|-------------------------|
| Concreto de peso liviano λ | Concreto de peso liviano | 0.75 |
| | Concreto de peso liviano, donde f'_c se especifica | De acuerdo con 19.2.4.3 |
| | Concreto de peso normal | 1.0 |
| Epóxico ⁽¹⁾ ψ_e | Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico con menos de $3d_b$ de recubrimiento, o separación libre menor que $6d_b$ | 1.5 |
| | Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico para todas las otras condiciones | 1.2 |
| | Refuerzo sin recubrimiento o refuerzo recubrimiento con zinc (galvanizado) | 1.0 |
| Tamaño ψ_s | Para barras No. 22 y mayores | 1.0 |
| | Para barras No. 19 o menores y alambres corrugados | 0.8 |
| Ubicación ⁽¹⁾ ψ_t | Más de 300 mm de concreto fresco colocado bajo el refuerzo horizontal | 1.3 |
| | Otra | 1.0 |

⁽¹⁾ El producto ($\psi_t \psi_e$) no hay necesidad de que exceda 1.7.

$$ld1 := \left(\frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e}{6.6 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot Dbarra$$

$$ld1 := \left(\frac{4200}{6.6 \cdot \sqrt{250}} \right) \cdot Dbarra = 38.335 \text{ cm}$$

$$ld2 := 30 \text{ cm}$$

$$Cb := rec \quad Ktr := 0 \quad db := Dbarra$$

$$\ell_d = \frac{f_y}{3.5 \lambda \sqrt{f'_c}} \left(\frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{\left(\frac{Cb + Ktr}{db} \right)} \right) d_b \quad ld3 := \left(\frac{4200}{3.5 \cdot \lambda \cdot \sqrt{250}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{\left(\frac{Cb + Ktr}{db} \right)} \right) \cdot db = 0.22 \text{ m}$$

El mayor valor corresponde a Ld1 $ld := 40 \text{ cm}$

$$Ld3 := 1.25 \cdot ld = 0.5 \text{ m}$$

$$barradeborde := 4 \quad \psi_t := 1 \quad \psi_e := 1 \quad \psi_s := 0.8 \quad \lambda := 1$$

$$\phi barradeborde := \frac{barradeborde}{8} = 2.54 \text{ cm} = 1.27 \text{ cm}$$

$$ld1 := \left(\frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e}{6.6 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot \phi barradeborde$$

$$ld1 := \left(\frac{4200}{6.6 \cdot \sqrt{250}} \right) \cdot \phi barradeborde = 51.114 \text{ cm}$$

$$ld2 := 30 \text{ cm}$$

$$Cb := rec \quad Ktr := 0 \quad db := \phi barradeborde$$

$$\ell_d = \frac{f_y}{3.5 \lambda \sqrt{f'_c}} \cdot \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{\left(\frac{Cb + Ktr}{db} \right)} \cdot db$$

$$ld3 := \left(\frac{4200}{3.5 \cdot \lambda \cdot \sqrt{250}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{\left(\frac{Cb + Ktr}{db} \right)} \right) \cdot db = 0.392 \text{ m}$$

El mayor valor corresponde a Ld1

$$ld := 52 \text{ cm}$$

$$Ld4 := 1.25 \cdot ld = 0.65 \text{ m}$$

3) Anclaje de Barras sometidas a tracción

ACI 318-14 Art 25.4.3

La longitud de anclaje (ldh) para barras corrugadas, deberá ser la mayor entre las siguientes longitudes:

$$\left(\frac{0.075 f_y \psi_T}{\lambda \sqrt{f_c}} \right) d_b \quad \psi_e' := 1 \quad \psi_c := 1 \quad \psi_r := 1 \quad \lambda' := 1$$

Tabla 25.4.3.2 — Factores de modificación para el desarrollo de las barras con gancho en tracción

| Factor de modificación | Condición | Valor del factor |
|---|--|------------------|
| Concreto liviano λ | Concreto de peso liviano | 0.75 |
| | Concreto de peso normal | 1.0 |
| Epóxico ψ_e | Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico | 1.2 |
| | Refuerzo sin recubrimiento o refuerzo recubierto con zinc (galvanizado) | 1.0 |
| Recubrimiento ψ_c | Para ganchos de barras No. 11 y menores, con recubrimiento lateral (normal al plano del gancho) $\geq 2 - 1/2$ pulg. y para ganchos de 90 grados con recubrimiento en la extensión de la barra más allá del gancho ≥ 2 pulg. | 0.7 |
| | Otras | 1.0 |
| Confinamiento del refuerzo $\psi_r^{[1]}$ | Para ganchos de 90 grados de barras No. 11 y menores que se encuentran: (1) confinados a lo largo de ℓ_{db} con estribos ^[2] perpendiculares a ℓ_{db} con $s \leq 3d_b$, o bien, (2) confinados a lo largo de la barra que se está desarrollando más allá del gancho por estribos ^[2] perpendiculares a ℓ_{db} con $s \leq 3d_b$ | 0.8 |
| | Para ganchos de 180 grados de barra No. 11 y menores que se encuentran confinados con estribos ^[2] perpendiculares a ℓ_{db} con $s \leq 3d_b$ | |
| | Otras | 1.0 |

^[1] El primer estribo debe confinar la parte doblada del gancho dentro de una distancia $2d_b$ del borde externo del doblez del gancho.

^[2] d_b es el diámetro nominal de la barra del gancho.

$$barra := 3 \quad db3 := Dbarra$$

$$ldh1 := \frac{0.075 \cdot fy \cdot \psi_r}{\lambda \cdot \sqrt{f_c}}$$

$$ldh1 := \left(\frac{0.075 \cdot 4200 \cdot \psi_r}{\lambda \cdot \sqrt{250}} \right) db3 = 18.976 \text{ cm}$$

$$ldh2 := 8 \cdot db3 = 7.62 \text{ cm}$$

$$ldh3 := 10.16 \text{ cm}$$

$$ldh := 20 \text{ cm}$$

$$barradeborde := 4$$

$$\phi barradeborde = 1.27 \text{ cm}$$

$$ldh1 := \left(\frac{0.075 \cdot 4200 \cdot \psi_r}{\lambda \cdot \sqrt{250}} \right) \cdot \phi barradeborde = 25.301 \text{ cm}$$

$$ldh2 := 8 \cdot \phi barradeborde = 10.16 \text{ cm}$$

$$ldh3 := 10.16 \text{ cm}$$

$$ldh4 := 26 \text{ cm}$$

4) Espaciamiento del refuerzo longitudinal

ACI 318-14 Art 11.7.2

El espaciamiento máximo s_l debe ser el menor entre s_1 y s_2 , y si requiere de refuerzo para cortante en el plano del muro s_l no debe exceder s_3

$$s_1 := 3 \cdot bw = 0.45 \text{ m} \quad s_2 := 45 \text{ cm} \quad s_3 := \frac{lw}{3} = 0.687 \text{ m}$$

$$s_l := 45 \text{ cm}$$

Espaciamiento de refuerzo transversal

ACI 318-14 Art 11.7.3

El espaciamiento máximo s_t debe ser el menor entre s_{t1} y s_{t2} , si se requiere de refuerzo para cortante en el plano del muro s_t no debe ser mayor que s_{t3}

$$s_{t1} := 3 \cdot (bw) = 0.45 \text{ m} \quad s_{t2} := 45 \text{ cm} \quad s_{t3} := \frac{lw}{5} = 0.412 \text{ m}$$

$$s_t := 45 \text{ cm}$$

Espaciamiento mínimo del refuerzo ($S_{mín}$)

ACI 318 - 14 Art. 25.2

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser mayor entre:

$$db := \phi_{\text{barradeborde}} = 1.27 \text{ cm} \quad d_{agg} := 2.54 \text{ cm} \quad \text{Diámetro de agregado grueso}$$

$$S_{mín1} := 2.54 \text{ cm}$$

$$S_{mín2} := db = 1.27 \text{ cm}$$

$$S_{mín3} := \frac{3}{4} \cdot d_{agg} = 1.905 \text{ cm}$$

$$S_{mín} := 2.5 \text{ cm}$$

5) Apoyo lateral del refuerzo longitudinal ACI 318-14 Art 11.7.4

Cuando se requiere refuerzo longitudinal como refuerzo para resistencia axial o cuando A_{st} es mayor que $0.01A_g$ el refuerzo longitudinal debe ser apoyado lateralmente por estribos transversales.

$$A_g := lw \cdot bw = (3.09 \cdot 10^3) \text{ cm}^2 \quad A_v = 1.336 \text{ cm}^2$$

$$0.01 \cdot A_g = 30.9 \text{ cm}^2$$

6) Gancho estándar y gancho sísmico

ACI 318 - 14 Art 25.3

$$db3 := D_{\text{barra}}$$

$$db4 := \phi_{\text{barradeborde}}$$

Acero Longitudinal

Gancho de 90°

Diámetro de la barra interior mínimo de doblado

$$\phi_{\text{int}3} := 6 \cdot db3 = 5.715 \text{ cm}$$

$$\phi_{\text{int}4} := 6 \cdot db4 = 7.62 \text{ cm}$$

Extensión recta

$$l_{\text{ext}3} := 12 \cdot db3 = 11.43 \text{ cm}$$

$$l_{\text{ext}4} := 12 \cdot db4 = 15.24 \text{ cm}$$

Gancho de 180°

Diámetro de la barra interior mínimo de doblado

$$\phi_{\text{int}3} := 6 \cdot db3 = 5.715 \text{ cm}$$

$$\phi_{\text{int}4} := 6 \cdot db4 = 7.62 \text{ cm}$$

Extensión recta, deberá ser el mayor entre:

$$l_{\text{ext}1.3} := 4 \cdot db3 = 3.81 \text{ cm}$$

$$l_{\text{ext}1.4} := 4 \cdot db4 = 5.08 \text{ cm}$$

$$l_{\text{ext}2.3} := 6.35 \text{ cm}$$

$$l_{\text{ext}2.4} := 6.35 \text{ cm}$$

$$l_{\text{ext}} := l_{\text{ext}2.3} = 6.35 \text{ cm}$$

$$l_{\text{ext}} := l_{\text{ext}2.4} = 6.35 \text{ cm}$$

Acero Transversal

Gancho de 135°

Diámetro de la barra interior mínimo de doblado

$$\phi_{\text{int}3} := 4 \cdot db3 = 3.81 \text{ cm}$$

$$\phi_{\text{int}4} := 4 \cdot db4 = 5.08 \text{ cm}$$

Extensión recta, deberá ser el mayor entre:

$$l_{\text{ext}'} := 6 \cdot db3 = 5.715 \text{ cm}$$

$$l_{\text{ext}'} := 6 \cdot db4 = 7.62 \text{ cm}$$

$$l_{\text{ext}''} := 3 \cdot 2.54 = 7.62$$

$$l_{\text{ext}''} := 3 \cdot 2.54 = 7.62$$

$$L_{\text{ext}3} := 7.5 \text{ cm}$$

$$L_{\text{ext}4} := 7.5 \text{ cm}$$

Gancho de 180°

Diámetro de la barra interior mínimo de doblado

$$\phi_{\text{int}3} := 4 \cdot db3 = 3.81 \text{ cm}$$

$$\phi_{\text{int}4} := 4 \cdot db4 = 5.08 \text{ cm}$$

Extensión recta, deberá ser el mayor entre:

$$l_{ext1.3} := 4 \cdot db3 = 3.81 \text{ cm}$$

$$l_{ext1.4} := 4 \cdot db4 = 5.08 \text{ cm}$$

$$l_{ext2.3} := 6.35 \text{ cm}$$

$$l_{ext2.4} := 6.35 \text{ cm}$$

$$L_{ext'3} := 6.35 \text{ cm}$$

$$L_{ext'4} := 6.35 \text{ cm}$$

7) **Empalmes** Longitud de empalme por traslapo (Lst) ACI 318 - 14 Art. 25.5

$$barra := 3$$

$$\phi_{barra} := \frac{barra}{8} \cdot 2.54 \text{ cm} = 0.953 \text{ cm} \quad A\phi := \frac{(\phi_{barra})^2}{4} \cdot 3.14 = 0.71 \text{ cm}^2$$

Para el alma del muro:

$$As_{requerido} := As_{minc}$$

$$Candebarc := 12$$

$$Ascolocadoc := Candebarc \cdot A\phi = 8.546 \text{ cm}^2$$

$$\frac{Ascolocadoc}{As_{requerido}} = 0.158$$

Clase B, la longitud de traslapo (Lst) será la mayor entre:

$$Lst1 := 30 \text{ cm}$$

$$Lst2 := 1.3 \cdot Ld3 = 65 \text{ cm}$$

$$Lst := Lst2 = 65 \text{ cm}$$

$$barradeborde := 4$$

$$\phi_{barradeborde} = 1.27 \text{ cm} \quad A\phi := \frac{(\phi_{barradeborde})^2}{4} \cdot 3.14 = 1.27 \text{ cm}^2$$

Para el acero concentrado en los extremos del muro:

$$As_{requerido} := As$$

$$\#barradeborde := 16$$

$$Ascolocadoc := \#barradeborde \cdot As = 303.761 \text{ cm}^2$$

$$\frac{Ascolocadoc}{As_{requerido}} = 16$$

Clase B, la longitud de traslapo (Lst) será la mayor entre:

$$Lst1 := 30 \text{ cm} \quad Lst2 := 1.3 \cdot Ld4 = 84.5 \text{ cm}$$

$$Lst := Lst2 = 84.5 \text{ cm}$$

$$Lst := 85 \text{ cm}$$

8) Detallado de Elementos de Borde

$$db3 := Dbarra \quad db4 := \phi_{barradeborde}$$

Espaciamiento de refuerzo en Elemento de Borde ACI 318-14 Art 25.2.3

Para refuerzo longitudinal en elementos de bordes en Muros, la distancia libre mínima entre la barras debe ser el mayor entre las siguientes distancias:

$$smin1 := 2.54 \text{ cm} \quad smin2 := 1.5 \cdot db4 = 1.905 \text{ cm} \quad smin3 := \frac{3}{4} \cdot dagg = 1.905 \text{ cm}$$

$$smin_{\text{eb}} := 2.5 \text{ cm}$$

Pre-dimensionado para Muro 1X T

1) Obtenemos las áreas de acero a partir de la cuantía mínima (ACI 318-14 Art. 11.6 Límites de refuerzo)

Datos:

$$lw := 2.06 \text{ m} \quad bw := 15 \text{ cm} \quad f'c := 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad fy := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\rho_{\text{min}} := 0.0025 \quad \rho_{\text{max}} := 0.04 \quad \beta_1 := 0.85 \quad E := 2.1 \cdot 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$bf := 12 \text{ cm} \quad lf := 3.4 \text{ m}$$

$$As_{\text{minl}} := \rho_{\text{min}} \cdot bw \cdot 100 \text{ cm} = 3.75 \text{ cm}^2$$

Acero del alma

$$As_{\text{maxl}} := \rho_{\text{max}} \cdot bw \cdot 100 \text{ cm} = 60 \text{ cm}^2$$

Por cada metro lineal de muro

$$As_{\text{minc}} := \rho_{\text{min}} \cdot bw \cdot lw = 7.725 \text{ cm}^2$$

Acero de la sección completa

$$As_{\text{maxc}} := \rho_{\text{max}} \cdot bw \cdot lw = 123.6 \text{ cm}^2$$

Para todo el Muro

$$As_{\text{minfl}} := \rho_{\text{min}} \cdot bf \cdot 100 \text{ cm} = 3 \text{ cm}^2$$

Acero longitudinal del ala

$$As_{\text{maxfl}} := \rho_{\text{max}} \cdot bf \cdot 100 \text{ cm} = 48 \text{ cm}^2$$

Por cada metro lineal de ala

$$As_{\text{minft}} := \rho_{\text{min}} \cdot bf \cdot lf = 10.2 \text{ cm}^2$$

Acero de la sección total

$$As_{\text{maxft}} := \rho_{\text{max}} \cdot bf \cdot lf = 163.2 \text{ cm}^2$$

Para todo el ala

2) Se asigna el tipo de barra que se empleará para la armadura del muro:

$$\text{barra} := 4$$

$$\phi_{\text{barra}} := \frac{\text{barra}}{8} \cdot 2.54 \text{ cm} = 1.27 \text{ cm} \quad A_{\phi} := \frac{(\phi_{\text{barra}})^2}{4} \cdot 3.14 = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{cantidaddebarras} := \frac{A_{\text{sminc}}}{A_{\phi}} = 42.709 \quad \text{Candebar} := 44$$

$$\text{barracara} := \frac{\text{Candebar}}{2} = 22$$

$$\text{Sepmax} := \frac{lw - (5 \text{ cm})}{\text{barracara}} = 9.136 \text{ cm}$$

$$P_u := 88370 \text{ kgf} \quad M_u := 89082 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{Por solicitudes}$$

$$A_{\text{ala}} := bf \cdot lf = 0.408 \text{ m}^2 \quad Y_{c_ala} := \frac{lf}{2} = 1.7 \text{ m} \quad X_{c_ala} := \frac{bf}{2} = 0.06 \text{ m}$$

$$A_{\text{alma}} := bw \cdot lw = 0.309 \text{ m}^2 \quad Y_{c_alma} := Y_{c_ala} = 1.7 \text{ m} \quad X_{c_alma} := bf + \left(\frac{lw}{2}\right) = 1.15 \text{ m}$$

$$A_t := A_{\text{ala}} + A_{\text{alma}} = 0.717 \text{ m}^2$$

$$Y_{c_t} := \frac{Y_{c_ala} \cdot A_{\text{ala}} + Y_{c_alma} \cdot A_{\text{alma}}}{A_t} = 1.7 \text{ m}$$

$$X_{c_t} := \frac{X_{c_ala} \cdot A_{\text{ala}} + X_{c_alma} \cdot A_{\text{alma}}}{A_t} = 0.53 \text{ m}$$

$$A_{\text{sminf}} := bf \cdot lf \cdot \rho_{\text{min}} = 10.2 \text{ cm}^2 \quad lb_1 := 50 \text{ cm}$$

$$A_{\text{scal}} := \frac{M_u - A_{\text{sminf}} \cdot f_y \cdot (X_{c_t} - X_{c_ala})}{f_y \cdot (lw - X_{c_t} - lb_1)} = 15.936 \text{ cm}^2$$

$$\text{barra} := 5$$

$$\phi_{\text{barra5}} := \frac{\text{barra}}{8} \cdot 2.54 \text{ cm} = 1.588 \text{ cm} \quad A\phi := \frac{(\phi_{\text{barra5}})^2}{4} \cdot 3.14 = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{cantidaddebarrasw} := \frac{\text{Ascal}}{A\phi} = 8.056$$

$$\text{barrasporcara} := \frac{\text{cantidaddebarrasw}}{2} = 4.028$$

Al ser un predimensionado y el excedente es mínimo, se puede dejar un número entero de 8 en la cantidad de barras en el borde de la sección.

Verificación de necesidad de incorporar Elementos de Borde

Datos:

| | | | |
|--------------------------|---------------------------|--|---|
| $h_s := 2.75 \text{ m}$ | Altura de entrepiso (m) | $f'c := 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ | Resistencia del Concreto (kg/cm ²) |
| $l_w := 2.06 \text{ m}$ | Longitud del muro (m) | | |
| $bw := 15 \text{ cm}$ | Espesor del muro (m) | | |
| $h_w := 13.75 \text{ m}$ | Altura total del muro (m) | $f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ | Limite de Cedencia del acero de refuerzo longitudinal (kg/cm ²) |
| $F_{ystrb} := f_y$ | | | |

Si $esf_{max} > 0.2f'c$ se deberá emplear elementos de borde, en el nivel de estudio

$$e := \frac{Mu}{Pu} = 1.008 \text{ m} \quad esf_{promcon} := \frac{Pu}{bw \cdot l_w} = 28.599 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Fma := \frac{e}{\left(\frac{l_w}{(3)}\right)} = 1.468$$

$$esf_{max} := esf_{promcon} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot \frac{Mu}{Pu}}{l_w}\right) = 112.567 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$0.2 \cdot f'c = 50 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$c \geq \frac{\ell_w}{600(1.5\delta_u / h_w)}$$

ACI 318-14, Eq. 18.10.6.2

El cociente $\frac{\delta_u}{h_w}$ no debe ser menor que 0.005 (Art 18.10.6.2)

$$\delta u := 1.2 \text{ cm}$$

$$\frac{\delta u}{hw} = 8.727 \cdot 10^{-4}$$

Como el cociente es menor, sin la multiplicación, a lo indicado por la norma ACI 318-14 tomamos 0,005 como el valor del cociente

$$t := 0.005$$

Este es nuestro nuevo valor para el cociente $\frac{\delta u}{hw}$

$$c' := \frac{lw}{600 \cdot 1.5 \cdot t} = 0.458 \text{ m}$$

$$Casum := 0.688 \text{ m}$$

Este Casum es tomado del software

Se requerirá de elementos de borde

Dimensiones del Elemento de Borde

$$Mubase := 89082 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$Vubase := 38440 \text{ kgf}$$

1) Proyección Vertical de los Elementos de borde

Se toma el mayor de los siguientes valores como distancia en la cual debe extenderse verticalmente el refuerzo transversal vertical:

$$j := \frac{Mubase}{4 \cdot Vubase} = 0.579 \text{ m} \quad lw = 2.06 \text{ m}$$

De manera conservadora se dispondrá de elementos del borde en los primeros pisos de la edificación.

2) Proyección Horizontal de los Elementos de borde

El elemento de borde horizontal debe extenderse desde la fibra extrema en compresión hasta la distancia que resulte mayor de las siguientes ecuaciones:

$$n := Casum - 0.1 \cdot lw = 0.482 \text{ m} \quad r := \frac{Casum}{2} = 0.344 \text{ m}$$

$$Lbe := 0.44 \text{ m}$$

3) Acero de confinamiento

La cantidad del refuerzo transversal debe cumplir con la tabla 18.10.6.4(f)

$$rec := 2.5 \text{ cm}$$

$$Ag := Lbe \cdot bw = 0.066 \text{ m}^2 \quad \text{Área gruesa del elemento del borde (cm}^2\text{)}$$

$$bc1 := Lbe - rec = 0.415 \text{ m} \quad bc2 := bw - 2 \cdot rec = 0.1 \text{ m}$$

$$Ach := bc1 \cdot bc2 = 0.042 \text{ m}^2 \quad \text{Área de confinamiento (cm}^2\text{)}$$

$$v := 0.3 \cdot \left(\frac{Ag}{Ach} - 1 \right) \cdot \frac{f'c}{Fystrb} = 0.011 \quad p := 0.09 \cdot \frac{f'c}{Fystrb} = 0.005$$

$$vp := v$$

$$\frac{Ash}{S \cdot bc1} \quad \text{Tomará el mayor valor entre } v \text{ y } p \quad \frac{3}{8} \cdot 2.54 = 0.953$$

$$\text{Barra} := 3 \quad \text{Se escogerá previamente un diámetro de barra para} \\ \text{dblong} := 0.953 \text{ cm} \quad \text{refuerzo longitudinal}$$

4) Separación máxima entre estribos, será menor distancia entre:

$$10 \text{ cm} \quad g := 6 \cdot dblong = 5.718 \text{ cm} \quad i := \frac{bw}{3} = 5 \text{ cm}$$

$$S := i = 0.05 \text{ m}$$

Cálculo de ramas requeridas

Se despeja Ash de la ecuación con los valores de separación y de bc1

$$Ash := S \cdot bc1 \cdot vp = 2.188 \text{ cm}^2$$

$$Ase := \frac{\pi \cdot (dblong)^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2 \quad \#Ramas := \frac{Ash}{Ase} = 3.067$$

Diseño por Corte

Datos:

$\phi := 0.75$ *Factor de minoración por Corte*
 $\rho_t := 0.0025$ *Cuantía de acero de refuerzo transversal (horizontal)*
 $\rho_l := 0.0025$ *Cuantía de acero de refuerzo longitudinal (vertical)*

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

$\alpha_c = 0.80$ *para* $\frac{h_w}{\ell_w} \leq 1.5$
 $\alpha_c = 0.53$ *para* $\frac{h_w}{\ell_w} \geq 2.0$

$$\frac{h_w}{\ell_w} = 6.675 \qquad b_w \cdot \ell_w = 0.309 \text{ m}^2$$

$\alpha_c := 0.53$ *Si el valor queda entre 1,5 y 2 se interpola*
 $A_{cv} := 0.309 \text{ m}^2$ *Area de sección transversal*

$$V_u / \phi < V_n$$

$$V_n := (0.53 \cdot \sqrt{250}) + (0.0025 \cdot 4200) = 18.88 \quad \text{Kgf/cm}^2$$

Para iniciar este calculo primero se tendrá que tomar los valores de las cuantías previamente asumidos en el inicio del pre-dimensionado. De acuerdo norma en la sección 18.10.2.1 las cuantías no deben ser menor a 0,0025.

$V_u := 38440 \text{ kgf}$ *Se obtiene de los resultados del modelado del programa*

$$\phi = 0.75$$

$$V_{um} := \frac{V_u}{\phi} = 51253.333 \text{ kgf}$$

$$V_{umay} := \frac{V_{um}}{206 \text{ cm} \cdot 15 \cdot \text{cm}} = 16.587 \frac{1}{\text{cm}^2} \cdot \text{kgf}$$

Se divide V_{um} entre el área transversal del Muro y obtener el esfuerzo de demanda que cae sobre el mismo

$$V_n := (0.53 \cdot \sqrt{250}) + (0.0025 \cdot 4200) = 18.88$$

$$V_{umay} = 16.587 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Si cumple

$$V_{umay} > 0.5V_c$$

$$V_c = \frac{0.53\lambda\sqrt{f'_c}hd}{0.53\left(1 + \frac{N_u}{35.4g}\right)\lambda\sqrt{f'_c}b_wd}$$

Donde:
h = espesor del Muro
d = 0.8lw

$$V_c := 0.53 \frac{\text{kgf}^2}{\text{cm}} \cdot \sqrt{250 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot bw \cdot 0.8 \cdot lw = 20715.448 \frac{\text{s}^2}{\text{m}} \cdot \frac{\text{kgf}^2}{\text{s}^2} \cdot \text{kgf}^{\frac{1}{2}} \cdot \text{m}$$

$$0.53 \cdot \frac{V_c}{bw \cdot 0.8 \cdot lw} = 44414.19 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{kgf}$$

$$V_{umay} = 165868.393 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{kgf}$$

Vumay si es mayor a 0.5Vc

Acero de refuerzo transversal

La separación st debe ser el mínimo entre las siguientes ecuaciones

$$o := 3 \cdot bw = 0.45 \text{ m} \quad x := 45 \text{ cm} \quad y := \frac{lw}{5} = 0.412 \text{ m}$$

$$st := 0.40 \text{ m}$$

$$A_v := \frac{(V_{um} - V_c)}{f_y \cdot 0.8 \cdot lw} \cdot st = 1.765 \text{ cm}^2$$

$$\text{barra} := 3$$

$$D_{\text{barra}} := \frac{\text{barra}}{8} \cdot 2.54 \text{ cm} = 0.953 \text{ cm}$$

$$A_{\text{barra}} := 3.14 \cdot \frac{D_{\text{barra}}^2}{4} = 0.712 \text{ cm}^2$$

$$N_{\text{barras}} := \frac{A_v}{A_{\text{barra}}} = 2.478 \quad \text{Ramas} := 2$$

$$A_{ramas} := Ramas \cdot A_{barra} = 1.424 \text{ cm}^2$$

$$S_f := A_{ramas} \cdot f_y \cdot 0.8 \frac{lw}{(V_{um} - V_c)} = 32.285 \text{ cm}$$

$$A_{vmin} := \rho_{min} \cdot bw \cdot S_f = 1.211 \text{ cm}^2 \quad \text{Por cada separación no puede haber menos de 1,2cm}^2 \text{ de acero}$$

$$\frac{hw}{lw} = 6.675 \quad \text{La distribución del acero se hará para ambas caras del muro}$$

Acero de refuerzo longitudinal

La separación máxima s , debe ser el menor valor entre las siguientes ecuaciones

$$t' := 3 \cdot bw = 45 \text{ cm} \quad u := 45 \text{ cm} \quad z := \frac{lw}{3} = 68.667 \text{ cm}$$

$$sl := u = 0.45 \text{ m}$$

El área de acero longitudinal se toma el del inicio del pre-dimensionado que se obtiene a partir de la cuantía mínima

Detallado del Acero de Refuerzo

1) Recubrimiento de Concreto para el Refuerzo de Acero

$$rec := 2.5 \text{ cm}$$

2) Longitud de desarrollo o transferencia (ld)

ACI 318-14 Art 25.4.2.1

La longitud de desarrollo para barras corrugadas y alambra corrugado en tracción (ld) debe ser el mayor resultado entre el resultado de ld1, ld2 y ld3:

$$\ell_d = \left(\frac{f_y \psi_t \psi_s}{6.6 \lambda \sqrt{f_c'}} \right) d_b \quad rec := 2.5 \text{ cm} \quad \psi_t := 1 \quad \psi_e := 1 \quad \psi_s := 0.8$$

$$\lambda := 1 \quad barra := 3$$

Tabla 25.4.2.4 — Factores de modificación para el desarrollo de las barras corrugadas y alambres corrugados en tracción

| Factor de modificación | Condición | Valor del factor |
|---------------------------------------|---|-------------------------|
| Concreto de peso liviano λ | Concreto de peso liviano | 0.75 |
| | Concreto de peso liviano, donde f_{cr} se especifica | De acuerdo con 19.2.4.3 |
| | Concreto de peso normal | 1.0 |
| Epoxico ⁽¹⁾ ψ_e | Refuerzo con recubrimiento epoxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epoxico con menos de $3d_b$ de recubrimiento, o separación libre menor que $6d_b$ | 1.5 |
| | Refuerzo con recubrimiento epoxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epoxico para todas las otras condiciones | 1.2 |
| | Refuerzo sin recubrimiento o refuerzo recubierto con zinc (galvanizado) | 1.0 |
| Tamaño ψ_s | Para barras No. 22 y mayores | 1.0 |
| | Para barras No. 19 o menores y alambres corrugados | 0.8 |
| Ubicación ⁽²⁾ ψ_t | Más de 300 mm de concreto fresco colocado bajo el refuerzo horizontal | 1.3 |
| | Otra | 1.0 |

⁽¹⁾ El producto ($\psi_t \psi_e$) no hay necesidad de que exceda 1.7.

$$ld1 := \left(\frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e}{6.6 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot D_{barra}$$

$$ld1 := \left(\frac{4200}{6.6 \cdot \sqrt{250}} \right) \cdot D_{barra} = 38.335 \text{ cm}$$

$$ld2 := 30 \text{ cm}$$

$$Cb := rec \quad Ktr := 0 \quad db := D_{barra}$$

$$\ell_d = \frac{f_y}{3.5 \lambda \sqrt{f'_c}} \left(\frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{Cb + Ktr} \right) db \quad ld3 := \left(\frac{4200}{3.5 \cdot \lambda \cdot \sqrt{250}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{\left(\frac{Cb + Ktr}{db} \right)} \right) \cdot db = 22.034 \text{ cm}$$

El mayor valor corresponde a Ld1 $ld := 40 \text{ cm}$

$$Ld := 1.25 \cdot ld = 0.5 \text{ m}$$

$$barradeborde := 5 \quad \psi_t := 1 \quad \psi_e := 1 \quad \psi_s := 0.8 \quad \lambda := 1$$

$$\phi_{barra5} := \frac{barradeborde}{8} = 2.54 \text{ cm} = 1.588 \text{ cm}$$

$$ld1 := \left(\frac{4200}{6.6 \cdot \sqrt{250}} \right) \cdot \phi_{barra5} = 63.892 \text{ cm}$$

$$ld2 := 30 \text{ cm}$$

$$Cb := rec \quad Ktr := 0 \quad db5 := \phi_{barra5}$$

$$ld3 := \left(\frac{4200}{3.5 \cdot \lambda \cdot \sqrt{250}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{\left(\frac{Cb + Ktr}{db5} \right)} \right) \cdot db = 36.723 \text{ cm}$$

El mayor valor corresponde a Ld1 $ld5 := 65 \text{ cm}$

$$Ld := 1.25 \cdot ld5 = 0.813 \text{ m}$$

$$Ld5 := 85 \text{ cm}$$

3) Anclaje de Barras sometidas a tracción

ACI 318-14 Art 25.4.3

La longitud de anclaje (ldh) para barras corrugadas, deberá ser la mayor entre las siguientes longitudes:

$$\left(\frac{0.075 f_y \psi_r}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b \quad \psi_e' := 1 \quad \psi_c := 1 \quad \psi_r := 1 \quad \lambda' := 1$$

Tabla 25.4.3.2 — Factores de modificación para el desarrollo de las barras con gancho en tracción

| Factor de modificación | Condición | Valor del factor |
|--|--|------------------|
| Concreto liviano λ | Concreto de peso liviano | 0.75 |
| | Concreto de peso normal | 1.0 |
| Epóxico ψ_e | Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico | 1.2 |
| | Refuerzo sin recubrimiento o refuerzo recubierto con zinc (galvanizado) | 1.0 |
| Recubrimiento ψ_c | Para ganchos de barras No. 11 y menores, con recubrimiento lateral (normal al plano del gancho) $\geq 2-1/2$ pulg. y para ganchos de 90 grados con recubrimiento en la extensión de la barra más allá del gancho ≥ 2 pulg. | 0.7 |
| | Otros | 1.0 |
| Confinamiento del refuerzo ψ_r ^[1] | Para ganchos de 90 grados de barras No. 11 y menores que se encuentran: (1) confinados a lo largo de ℓ_{dv} con estribos ^[2] perpendiculares a ℓ_{dv} con $s \leq 3d_b$, o bien, (2) confinados a lo largo de la barra que se está desarrollando más allá del gancho por estribos ^[2] perpendiculares a ℓ_{dv} con $s \leq 3d_b$ | 0.8 |
| | Para ganchos de 180 grados de barra No. 11 y menores que se encuentran confinados con estribos ^[2] perpendiculares a ℓ_{dv} con $s \leq 3d_b$ | 0.8 |
| | Otros | 1.0 |

^[1] El primer estribo debe confinar la parte doblada del gancho dentro de una distancia $2d_b$ del borde externo del doblez del gancho.

^[2] d_b es el diámetro nominal de la barra del gancho.

$$barra := 3 \quad db3 := D_{barra}$$

$$ldh1 := \frac{0.075 \cdot f_y \cdot \psi_r}{\lambda \cdot \sqrt{f'_c}}$$

$$ldh1 := \left(\frac{0.075 \cdot 4200 \cdot \psi_r}{\lambda \cdot \sqrt{250}} \right) db = 18.976 \text{ cm}$$

$$ldh2 := 8 \cdot db = 0.076 \text{ m}$$

$$ldh3 := 10.16 \text{ cm}$$

$$ldh := 20 \text{ cm}$$

$$barradeborde := 5 \qquad \phi barra5 = 1.588 \text{ cm}$$

$$ldh1 := \left(\frac{0.075 \cdot 4200 \cdot \psi r}{\lambda \cdot \sqrt{250}} \right) \cdot \phi barra5 = 31.627 \text{ cm}$$

$$ldh2 := 8 \cdot \phi barra5 = 12.7 \text{ cm}$$

$$ldh3 := 10.16 \text{ cm}$$

$$ldh := 32 \text{ cm}$$

4) Espaciamiento del refuerzo longitudinal ACI 318-14 Art 11.7.2

El espaciamiento máximo $s1$ debe ser el menor entre $s1$ y $s2$, y si requiere de refuerzo para cortante en el plano del muro $s1$ no debe exceder $s3$

$$s1 := 3 \cdot bw = 0.45 \text{ m} \qquad s2 := 45 \text{ cm} \qquad s3 := \frac{lw}{3} = 0.687 \text{ m}$$

$$s1 := 45 \text{ cm}$$

Espaciamiento de refuerzo transversal ACI 318-14 Art 11.7.3

El espaciamiento máximo st debe ser el menor entre $st1$ y $st2$, si se requiere de refuerzo para cortante en el plano del muro st no debe ser mayor que $st3$

$$st1 := 3 \cdot (bw) = 0.45 \text{ m} \qquad st2 := 45 \text{ cm} \qquad st3 := \frac{lw}{5} = 0.412 \text{ m}$$

$$st := 45 \text{ cm}$$

Espaciamiento mínimo del refuerzo (S_{\min}) ACI 318 - 14 Art. 25.2

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa deber ser mayor entre:

$$db := Dbarra = 0.953 \text{ cm} \qquad dagg := 2.54 \text{ cm} \qquad \text{Diámetro de agregado grueso}$$

$$S_{\min 1} := 2.54 \text{ cm}$$

$$S_{\min 2} := Dbarra = 0.953 \text{ cm}$$

$$S_{\min 3} := \frac{3}{4} \cdot dagg = 1.905 \text{ cm}$$

$$S_{\min} := 2.5 \text{ cm}$$

5) Apoyo lateral del refuerzo longitudinal ACI 318-14 Art 11.7.4

Cuando se requiere refuerzo longitudinal como refuerzo para resistencia axial o cuando A_{st} es mayor que $0.01A_g$ el refuerzo longitudinal debe ser apoyado lateralmente por estribos transversales.

$$A_g := l_w \cdot b_w = (3.09 \cdot 10^3) \text{ cm}^2 \qquad A_{gf} := l_f \cdot b_f = (4.08 \cdot 10^3) \text{ cm}^2$$

$$A_v = 1.765 \text{ cm}^2 \qquad A_v = 1.765 \text{ cm}^2$$

$$0.01 \cdot A_g = 30.9 \text{ cm}^2 \qquad 0.01 \cdot A_g = 30.9 \text{ cm}^2$$

6) Gancho estándar y gancho sísmico ACI 318 - 14 Art 25.3

$$db3 := D_{barra} \qquad db5 := \phi_{barra5} = 1.588 \text{ cm}$$

Acero Longitudinal

Gancho de 90°

Diámetro de la barra interior mínimo de doblado

$$\phi_{int3} := 6 \cdot db3 = 5.715 \text{ cm} \qquad \phi_{int4} := 6 \cdot db5 = 9.525 \text{ cm}$$

$$\text{Extensión recta} \quad l_{ext3} := 12 \cdot db3 = 11.43 \text{ cm} \quad l_{ext4} := 12 \cdot db5 = 19.05 \text{ cm}$$

Gancho de 180°

Diámetro de la barra interior mínimo de doblado

$$\phi_{int3} := 6 \cdot db3 = 5.715 \text{ cm} \qquad \phi_{int5} := 6 \cdot db5 = 9.525 \text{ cm}$$

Extensión recta, deberá ser el mayor entre:

$$l_{ext1.3} := 4 \cdot db3 = 3.81 \text{ cm} \qquad l_{ext1.4} := 4 \cdot db5 = 6.35 \text{ cm}$$

$$l_{ext2.3} := 6.35 \text{ cm} \qquad l_{ext2.4} := 6.35 \text{ cm}$$

$$l_{ext} := l_{ext2.3} = 6.35 \text{ cm} \qquad l_{ext} := l_{ext2.4} = 6.35 \text{ cm}$$

Acero Transversal

Gancho de 135°

Diámetro de la barra interior mínimo de doblado

$$\phi_{int3} := 4 \cdot db3 = 3.81 \text{ cm} \quad \phi_{int4} := 4 \cdot db5 = 6.35 \text{ cm}$$

Extensión recta, deberá ser el mayor entre:

$$l_{ext}' := 6 \cdot db3 = 5.715 \text{ cm} \quad l_{ext}' := 6 \cdot db5 = 9.525 \text{ cm}$$

$$l_{ext}'' := 3 \cdot 2.54 = 7.62 \quad l_{ext}'' := 3 \cdot 2.54 = 7.62$$

$$L_{ext3} := 7.5 \text{ cm} \quad L_{ext4} := 7.5 \text{ cm}$$

Gancho de 180°

Diámetro de la barra interior mínimo de doblado

$$\phi_{int3} := 4 \cdot db3 = 3.81 \text{ cm} \quad \phi_{int5} := 4 \cdot db5 = 6.35 \text{ cm}$$

Extensión recta, deberá ser el mayor entre:

$$l_{ext1.3} := 4 \cdot db3 = 3.81 \text{ cm} \quad l_{ext1.4} := 4 \cdot db5 = 6.35 \text{ cm}$$

$$l_{ext2.3} := 6.35 \text{ cm} \quad l_{ext2.4} := 6.35 \text{ cm}$$

$$L_{ext'3} := 6.35 \text{ cm} \quad L_{ext'4} := 6.35 \text{ cm}$$

7) **Empalmes** Longitud de empalme por traslapo (Lst) ACI 318 - 14 Art. 25.5

$barra := 3$

$$\phi_{barra} := \frac{barra}{8} \cdot 2.54 \text{ cm} = 0.953 \text{ cm} \quad A\phi := \frac{(\phi_{barra})^2}{4} \cdot 3.14 = 0.71 \text{ cm}^2$$

Para el alma del muro:

$$Candebarr := 12$$

$Asrequeridoc := Asminc$

$$Ascolocadoc := Candebarr \cdot A\phi = 8.546 \text{ cm}^2 \quad \frac{Ascolocadoc}{Asrequeridoc} = 1.106$$

Para el ala del muro:

$$Candebarf := 16$$

$$Asrequeridof := Asminft$$

$$Ascolocadof := Candebarf \cdot A\phi = 11.395 \text{ cm}^2 \quad \frac{Ascolocadof}{Asrequeridof} = 1.117$$

Para acero concentrado en el borde del alma del muro:

$$barra := 5 \quad Canbarra5 := 8$$

$$A\phi := \frac{(\phi barra5)^2}{4} \cdot 3.14 = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$Ascal = 15.936 \text{ cm}^2$$

$$Asrequerido5 := Canbarra5 \cdot A\phi = 15.827 \text{ cm}^2 \quad \frac{Ascal}{Asrequerido5} = 1.007$$

Los tres casos son Clase B, la longitud de traslapo (Lst) será la mayor entre:

$$Lst1 := 30 \text{ cm} \quad Lst2 := 1.3 \cdot Ld = 105.625 \text{ cm}$$

$$Lst := Lst2 = 1.056 \text{ m} \quad \text{Para el ala y el alma del Muro}$$

8) Detallado de Elementos de Borde

$$db3 := Dbarra \quad db5 := \phi barra5$$

Espaciamiento de refuerzo en Elemento de Borde ACI 318-14 Art 25.2.3

Para refuerzo longitudinal en elementos de bordes en Muros, la distancia libre mínima entre la barras debe ser el mayor entre las siguientes distancias:

$$smin1 := 2.54 \text{ cm} \quad smin2 := 1.5 \cdot db5 = 2.381 \text{ cm} \quad smin3 := \frac{3}{4} \cdot dagg = 1.905 \text{ cm}$$

$$sminneb := 2.5 \text{ cm}$$

Pre-dimensionado para Muro 7X Cruz

1) Obtenemos las áreas de acero a partir de la cuantía mínima (ACI 318-14 Art. 11.6 Límites de refuerzo)

Datos:

$$\begin{aligned}
 lw &:= 4.12 \text{ m} & bw &:= 15 \text{ cm} & f'c &:= 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} & fy &:= 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\
 \rho_{\min} &:= 0.0025 & \rho_{\max} &:= 0.04 & \beta_1 &:= 0.85 & E &:= 2.1 \cdot 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\
 bf &:= 12 \text{ cm} & lf &:= 3.4 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$As_{\min l} := \rho_{\min} \cdot bw \cdot 100 \text{ cm} = 3.75 \text{ cm}^2$$

Acero del alma

$$As_{\max l} := \rho_{\max} \cdot bw \cdot 100 \text{ cm} = 60 \text{ cm}^2$$

Por cada metro lineal de muro

$$As_{\min c} := \rho_{\min} \cdot bw \cdot lw = 15.45 \text{ cm}^2$$

Acero de la sección completa

$$As_{\max c} := \rho_{\max} \cdot bw \cdot lw = 247.2 \text{ cm}^2$$

Para todo el Muro

$$As_{\min fl} := \rho_{\min} \cdot bf \cdot 100 \text{ cm} = 3 \text{ cm}^2$$

Acero longitudinal del ala

$$As_{\max fl} := \rho_{\max} \cdot bf \cdot 100 \text{ cm} = 48 \text{ cm}^2$$

Por cada metro lineal de ala

$$As_{\min ft} := \rho_{\min} \cdot bf \cdot lf = 10.2 \text{ cm}^2$$

Acero de la sección total

$$As_{\max ft} := \rho_{\max} \cdot bf \cdot lf = 163.2 \text{ cm}^2$$

Para todo el ala

2) Se asigna el tipo de barra que se empleará para la armadura del muro:

$$barra := 3$$

$$\phi_{barra} := \frac{barra}{8} \cdot 2.54 \text{ cm} = 0.953 \text{ cm} \quad A\phi := \frac{(\phi_{barra})^2}{4} \cdot 3.14 = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$cantidaddebarras := \frac{As_{\min c}}{A\phi} = 21.693 \quad cantidaddebarraf := \frac{As_{\min ft}}{A\phi} = 14.322$$

$$Candebarr := 22$$

$$Candebarrf := 16$$

$$barracara := \frac{Candebarr}{2} = 11$$

$$barracaraf := \frac{Candebarrf}{2} = 8$$

$$Sepmax := \frac{lw - (5 \text{ cm})}{barracara} = 37 \text{ cm}$$

$$Sepmaxf := \frac{lf - (5 \text{ cm})}{barracaraf} = 41.875 \text{ cm}$$

Verificación de necesidad de incorporar Elementos de Borde

| | | | |
|-------------------------|---------------------------|---|---|
| Datos: | | | |
| $hs := 2.75 \text{ m}$ | Altura de entrepiso(m) | $f'c := 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ | Resistencia del Concreto (kg/cm ²) |
| $lw := 4.12 \text{ m}$ | Longitud del muro(m) | | |
| $bw := 15 \text{ cm}$ | Espesor del muro (m) | $fy := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ | Limite de Cedencia del acero de refuerzo longitudinal (kg/cm ²) |
| $hw := 13.75 \text{ m}$ | Altura total del muro (m) | | |
| $Fystrb := fy$ | | | |

Si $esf_{max} > 0.2f'c$ se deberá emplear elementos de borde, en el nivel de estudio

$$Pu := 54060 \text{ kgf} \quad Mu := 533619 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{Por solicitudes}$$

$$e := \frac{Mu}{Pu} = 9.871 \text{ m}$$

$$esf_{promcon} := \frac{Pu}{bw \cdot lw} = 8.748 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$esf_{max} := esf_{promcon} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot \frac{Mu}{Pu}}{lw} \right) = 134.494 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$0.2 \cdot f'c = 50 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$c \geq \frac{\ell_w}{600(1.5\delta_u / h_w)} \quad \text{ACI 318-14, Eq. 18.10.6.2}$$

El cociente $\frac{\delta_u}{hw}$ no debe ser menor que 0.005 (Art 18.10.6.2)

$$\delta_u := 1.2 \text{ cm}$$

$$\frac{\delta_u}{hw} = 8.727 \cdot 10^{-4}$$

Como el cociente es menor, sin la multiplicación, a lo indicado por la norma ACI 318-14 tomamos 0,005 como el valor del cociente

$$t := 0.005$$

Este es nuestro nuevo valor para el cociente $\frac{\delta_u}{hw}$

$$c' := \frac{lw}{600 \cdot 1.5 \cdot t} = 0.916 \text{ m} \quad Casum := 1.227 \text{ m} \quad \text{Este Casum es tomado del software}$$

Se requerirá de elementos de borde

Dimensiones del Elemento de Borde

$$M_{base} := 533619 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$V_{base} := 91960 \text{ kgf}$$

1) Proyección Vertical de los Elementos de borde

Se toma el mayor de los siguientes valores como distancia en la cual debe extenderse verticalmente el refuerzo transversal vertical:

$$j := \frac{M_{base}}{4 \cdot V_{base}} = 1.451 \text{ m} \quad lw = 4.12 \text{ m}$$

De manera conservadora se dispondrá de elementos del borde en los primeros pisos de la edificación.

2) Proyección Horizontal de los Elementos de borde

El elemento de borde horizontal debe extenderse desde la fibra extrema en compresión hasta la distancia que resulte mayor de las siguientes ecuaciones:

$$n := C_{asum} - 0.1 \cdot lw = 0.815 \text{ m} \quad r := \frac{C_{asum}}{2} = 0.614 \text{ m}$$
$$L_{be} := 0.815 \text{ m}$$

3) Acero de confinamiento

La cantidad del refuerzo transversal debe cumplir con la tabla 18.10.6.4(f)

$$rec := 2.5 \text{ cm}$$

$$A_g := L_{be} \cdot bw = 0.122 \text{ m}^2 \quad \text{Área gruesa del elemento del borde (cm}^2\text{)}$$

$$bc1 := L_{be} - rec = 0.79 \text{ m} \quad bc2 := bw - 2 \cdot rec = 0.1 \text{ m}$$

$$A_{ch} := bc1 \cdot bc2 = 0.079 \text{ m}^2 \quad \text{Área de confinamiento (cm}^2\text{)}$$

$$v := 0.3 \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \cdot \frac{f_c}{F_{ystrb}} = 0.01 \quad p := 0.09 \cdot \frac{f_c}{F_{ystrb}} = 0.005$$

$$vp := v$$

$$\frac{A_{sh}}{S \cdot bc1} \quad \text{Tomará el mayor valor entre } v \text{ y } p \quad \frac{3}{8} \cdot 2.54 = 0.953$$

$$\text{Barra} := 3 \quad \text{Se escogerá previamente un diámetro de barra para refuerzo longitudinal}$$
$$dblong := 0.953 \text{ cm}$$

$$V_{umay} > 0.5V_c$$

$V_c =$

$$\frac{0.53\lambda\sqrt{f'_c}hd}{0.53\left(1+\frac{N_u}{35A_g}\right)\lambda\sqrt{f'_c}b_vd}$$

Donde:

$h =$ espesor del Muro

$d = 0.8lw$

$$V_c := 0.53 \frac{\text{kgf}^{\frac{1}{2}}}{\text{cm}} \cdot \sqrt{250 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot bw \cdot 0.8 \cdot lw} = 41430.897 \frac{\text{s}^2}{\text{m}} \cdot \frac{\text{kgf}^{\frac{1}{2}}}{\text{s}^2} \cdot \text{kgf}^{\frac{1}{2}} \cdot \text{m}$$

$$0.5 \cdot \frac{V_c}{bw \cdot 0.8 \cdot lw} = 41900.179 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{kgf}$$

$$V_{umay} = 198403.452 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{kgf}$$

Vumay si es mayor a 0.5Vc

Acero de refuerzo transversal

La separación st debe ser el mínimo entre las siguientes ecuaciones

$$o := 3 \cdot bw = 0.45 \text{ m} \quad x := 45 \text{ cm} \quad y := \frac{lw}{5} = 0.824 \text{ m} \quad \text{Si se requiere de refuerzo a cortante}$$

$$st := 0.40 \text{ m}$$

$$A_v := \frac{(V_{um} - V_c)}{f_y \cdot 0.8 \cdot lw} \cdot st = 2.346 \text{ cm}^2$$

$$\text{barra} := 3$$

$$D_{\text{barra}} := \frac{\text{barra}}{8} \cdot 2.54 \text{ cm} = 0.953 \text{ cm}$$

$$A_{\text{barra}} := 3.14 \cdot \frac{D_{\text{barra}}^2}{4} = 0.712 \text{ cm}^2$$

$$\text{Numbarra} := \frac{A_v}{A_{\text{barra}}} = 3.294 \quad \text{Ramas} := 2$$

$$A_{ramas} := Ramas \cdot A_{barra} = 1.424 \text{ cm}^2$$

$$S_f := A_{ramas} \cdot f_y \cdot 0.8 \frac{lw}{(V_{um} - V_c)} = 24.289 \text{ cm}$$

$$A_{vmin} := \rho_{min} \cdot bw \cdot S_f = 0.911 \text{ cm}^2 \quad \text{Por cada separación no puede haber menos de } 1,2\text{cm}^2 \text{ de acero}$$

$$\frac{hw}{lw} = 3.337 \quad \text{La distribución del acero se hará para ambas caras del muro}$$

Acero de refuerzo longitudinal

La separación máxima s , debe ser el menor valor entre las siguientes ecuaciones

$$t' := 3 \cdot bw = 45 \text{ cm} \quad u := 45 \text{ cm} \quad z := \frac{lw}{3} = 137.333 \text{ cm}$$

$$sl := u = 0.45 \text{ m}$$

El área de acero longitudinal se toma el del inicio del pre-dimensionado que se obtiene a partir de la cuantía mínima

Detallado del Acero de Refuerzo

1) Recubrimiento de Concreto para el Refuerzo de Acero

$$rec := 2.5 \text{ cm}$$

2) Longitud de desarrollo o transferencia (l_d) *ACI 318-14 Art 25.4.2.1*

La longitud de desarrollo para barras corrugadas y alambra corrugado en tracción (l_d) debe ser el mayor resultado entre el resultado de l_{d1} , l_{d2} y l_{d3} :

$$l_d = \left(\frac{f_y \psi_t \psi_s}{6.6 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b \quad \psi_t := 1 \quad \psi_e := 1 \quad \psi_s := 0.8 \quad \lambda := 1 \quad barra := 3$$

Tabla 25.4.2.4 — Factores de modificación para el desarrollo de las barras corrugadas y alambres corrugados en tracción

| Factor de modificación | Condición | Valor del factor |
|------------------------------------|---|-------------------------|
| Concreto de peso liviano λ | Concreto de peso liviano | 0.75 |
| | Concreto de peso liviano, donde f_{cr} se especifica | De acuerdo con 19.2.4.3 |
| | Concreto de peso normal | 1.0 |
| Epóxico ⁽¹⁾ ψ_e | Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico con menos de $3d_b$ de recubrimiento, o separación libre menor que $6d_b$ | 1.5 |
| | Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico para todas las otras condiciones | 1.2 |
| | Refuerzo sin recubrimiento o refuerzo recubierto con zinc (galvanizado) | 1.0 |
| Tamaño ψ_s | Para barras No. 22 y mayores | 1.0 |
| | Para barras No. 19 o menores y alambres corrugados | 0.8 |
| Ubicación ⁽¹⁾ ψ_r | Más de 300 mm de concreto fresco colocado bajo el refuerzo horizontal | 1.3 |
| | Otra | 1.0 |

⁽¹⁾ El producto ($\psi_e \psi_s \psi_r$) no hay necesidad de que exceda 1.7.

$$ld1 := \left(\frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e}{6.6 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot D_{barra}$$

$$ld1 := \left(\frac{4200}{6.6 \cdot \sqrt{250}} \right) \cdot D_{barra} = 38.335 \text{ cm}$$

$$ld2 := 30 \text{ cm}$$

$$Cb := rec \quad Ktr := 0 \quad db := D_{barra}$$

$$ld3 := \left(\frac{4200}{3.5 \cdot \lambda \cdot \sqrt{250}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{\left(\frac{Cb + Ktr}{db} \right)} \right) \cdot db = 22.034 \text{ cm}$$

El mayor valor corresponde a Ld1 $ld := 40 \text{ cm}$

$$Ld := 1.25 \cdot ld = 0.5 \text{ m}$$

3) Anclaje de Barras sometidas a tracción

ACI 318-14 Art 25.4.3

La longitud de anclaje (l_{dh}) para barras corrugadas, deberá ser la mayor entre las siguientes longitudes:

$$\left(\frac{0.075 f_y \psi_r}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b \quad \psi_e' := 1 \quad \psi_c := 1 \quad \psi_r := 1 \quad \lambda' := 1$$

Tabla 25.4.3.2 — Factores de modificación para el desarrollo de las barras con gancho en tracción

| Factor de modificación | Condición | Valor del factor |
|---|--|------------------|
| Concreto liviano λ | Concreto de peso liviano | 0.75 |
| | Concreto de peso normal | 1.0 |
| Epóxico ψ_e | Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico | 1.2 |
| | Refuerzo sin recubrimiento o refuerzo recubierto con zinc (galvanizado) | 1.0 |
| Recubrimiento ψ_c | Para ganchos de barras No. 11 y menores, con recubrimiento lateral (normal al plano del gancho) $\geq 2 - 1/2$ pulg. y para ganchos de 90 grados con recubrimiento en la extensión de la barra más allá del gancho ≥ 2 pulg. | 0.7 |
| | Otras | 1.0 |
| Confinamiento del refuerzo $\psi_r^{[1]}$ | Para ganchos de 90 grados de barras No. 11 y menores que se encuentran: (1) confinados a lo largo de l_{gh} con estribos ^[2] perpendiculares a l_{gh} con $s \leq 3d_b$, o bien, (2) confinados a lo largo de la barra que se está desarrollando más allá del gancho por estribos ^[2] perpendiculares a l_{ext} con $s \leq 3d_b$ | 0.8 |
| | Para ganchos de 180 grados de barra No. 11 y menores que se encuentran confinados con estribos ^[2] perpendiculares a l_{ext} con $s \leq 3d_b$ | |
| | Otras | 1.0 |

^[1] El primera estribo debe confinar la parte doblada del gancho dentro de una distancia $2d_b$ del borde externo del doblez del gancho.

^[2] d_b es el diámetro nominal de la barra del gancho.

$$ldh1 := \frac{0.075 \cdot fy \cdot \psi_r}{\lambda \cdot \sqrt{f'c}}$$

$$ldh1 := \frac{0.075 \cdot 4200 \cdot \psi_r}{\lambda \cdot \sqrt{250}} = 19.922$$

$$ldh2 := 8 \cdot D_{barra} = 0.076 \text{ m}$$

$$ldh3 := 10.16 \text{ cm}$$

$$ldh := 20 \text{ cm}$$

4) Espaciamiento del refuerzo longitudinal

ACI 318-14 Art 11.7.2

El espaciamiento máximo s debe ser el menor entre $s1$ y $s2$, y si requiere de refuerzo para cortante en el plano del muro s no debe exceder $s3$

$$s1 := 3 \cdot bw = 0.45 \text{ m} \quad s2 := 45 \text{ cm} \quad s3 := \frac{lw}{3} = 1.373 \text{ m}$$

$$s := 45 \text{ cm}$$

Espaciamiento de refuerzo transversal

ACI 318-14 Art 11.7.3

El espaciamiento máximo st debe ser el menor entre $st1$ y $st2$, si se requiere de refuerzo para cortante en el plano del muro st no debe ser mayor que $st3$

$$st1 := 3 \cdot (bw) = 0.45 \text{ m} \quad st2 := 45 \text{ cm} \quad st3 := \frac{lw}{5} = 0.824 \text{ m}$$

$$st := 45 \text{ cm}$$

Espaciamiento mínimo del refuerzo (S_{min}) ACI 318 - 14 Art. 25.2
La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser mayor entre:

$$d_{agg} := 2.54 \text{ cm} \quad \text{Diámetro de agregado grueso} \quad db := D_{barra} = 0.953 \text{ cm}$$

$$S_{min1} := 2.54 \text{ cm}$$

$$S_{min2} := D_{barra} = 0.953 \text{ cm}$$

$$S_{min3} := \frac{3}{4} \cdot d_{agg} = 1.905 \text{ cm}$$

$$S_{min} := 2.5 \text{ cm}$$

5) Apoyo lateral del refuerzo longitudinal ACI 318-14 Art 11.7.4
Cuando se requiere refuerzo longitudinal como refuerzo para resistencia axial o cuando A_{st} es mayor que $0.01A_g$ el refuerzo longitudinal debe ser apoyado lateralmente por estribos transversales.

$$A_g := l_w \cdot b_w = (6.18 \cdot 10^3) \text{ cm}^2 \quad A_v = 2.346 \text{ cm}^2$$

$$0.01 \cdot A_g = 61.8 \text{ cm}^2$$

6) Gancho estándar y gancho sísmico ACI 318 - 14 Art 25.3

$$barra := 3 \quad db := D_{barra}$$

Acero Longitudinal

Gancho de 90°

$$\text{Diámetro de la barra interior mínimo de doblado} \quad \phi_{int} := 6 \cdot db = 5.715 \text{ cm}$$

$$\text{Extensión recta} \quad l_{ext} := 12 \cdot db = 11.43 \text{ cm}$$

Gancho de 180°

$$\text{Diámetro de la barra interior mínimo de doblado} \quad \phi_{int} := 6 \cdot db = 5.715 \text{ cm}$$

Extensión recta, deberá ser el mayor entre:

$$l_{ext1} := 4 \cdot db = 3.81 \text{ cm} \quad l_{ext2} := 6.35 \text{ cm}$$

$$l_{ext} := l_{ext2} = 6.35 \text{ cm}$$

Acero Transversal

Gancho de 135°

Diámetro de la barra interior mínimo de doblado $\phi_{int} := 4 \cdot db = 3.81 \text{ cm}$

Extensión recta, deberá ser el mayor entre:

$$l_{ext}' := 6 \cdot db = 5.715 \text{ cm} \quad l_{ext}'' := 3 \cdot 2.54 = 7.62$$

$$L_{ext} := 7.5 \text{ cm}$$

Gancho de 180°

Diámetro de la barra interior mínimo de doblado $\phi_{int} := 4 \cdot db = 3.81 \text{ cm}$

Extensión recta, deberá ser el mayor entre:

$$l_{ext1} := 4 \cdot db = 3.81 \text{ cm} \quad l_{ext2} := 6.35 \text{ cm}$$

$$L_{ext}' := 6.35 \text{ cm}$$

7) **Empalmes** Longitud de empalme por traslapo (Lst) ACI 318 - 14 Art. 25.5

$\text{barra} := 3$

$$\phi_{barra} := \frac{\text{barra}}{8} \cdot 2.54 \text{ cm} = 0.953 \text{ cm} \quad A\phi := \frac{(\phi_{barra})^2}{4} \cdot 3.14 = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$A_{sminc} := \rho_{min} \cdot bw \cdot lw = 15.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{srequeridoc} := A_{sminc}$$

$$Candebarr := 22$$

$$A_{scolocado} := Candebarr \cdot A\phi = 15.668 \text{ cm}^2 \quad \frac{A_{scolocado}}{A_{srequeridoc}} = 1.014$$

Clase B, la longitud de traslapo (Lst) será la mayor entre:

8) Detallado de Elementos de Borde

Espaciamiento de refuerzo en Elemento de Borde ACI 318-14 Art 25.2.3
Para refuerzo longitudinal en elementos de bordes en Muros, la distancia libre mínima entre la barras debe ser el mayor entre las siguientes distancias:

$$s_{min1} := 2.54 \text{ cm} \quad s_{min2} := 1.5 \cdot db = 1.429 \text{ cm} \quad s_{min3} := \frac{3}{4} \cdot d_{agg} = 1.905 \text{ cm}$$

$$s_{min} := 2.5 \text{ cm}$$

Pre-dimensionado para Muro 11X L

1) Obtenemos las áreas de acero a partir de la cuantía mínima (ACI 318-14 Art. 11.6 Límites de refuerzo)

Datos:

$$\begin{aligned}
 lw &:= 2.06 \text{ m} & bw &:= 15 \text{ cm} & f'c &:= 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} & fy &:= 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\
 \rho_{\min} &:= 0.0025 & \rho_{\max} &:= 0.04 & \beta_1 &:= 0.85 & E &:= 2.1 \cdot 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\
 bf &:= 12 \text{ cm} & lf &:= 3.4 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 As_{\min l} &:= \rho_{\min} \cdot bw \cdot 100 \text{ cm} = 3.75 \text{ cm}^2 & & \text{Acero del alma} \\
 & & & \text{Por cada metro lineal de muro} \\
 As_{\max l} &:= \rho_{\max} \cdot bw \cdot 100 \text{ cm} = 60 \text{ cm}^2 \\
 As_{\min c} &:= \rho_{\min} \cdot bw \cdot lw = 7.725 \text{ cm}^2 & & \text{Acero de la sección completa} \\
 & & & \text{Para todo el Muro} \\
 As_{\max c} &:= \rho_{\max} \cdot bw \cdot lw = 123.6 \text{ cm}^2 \\
 As_{\min fl} &:= \rho_{\min} \cdot bf \cdot 100 \text{ cm} = 3 \text{ cm}^2 & & \text{Acero longitudinal del ala} \\
 & & & \text{Por cada metro lineal de ala} \\
 As_{\max fl} &:= \rho_{\max} \cdot bf \cdot 100 \text{ cm} = 48 \text{ cm}^2 \\
 As_{\min ft} &:= \rho_{\min} \cdot bf \cdot lf = 10.2 \text{ cm}^2 & & \text{Acero de la sección total} \\
 & & & \text{Para todo el ala} \\
 As_{\max ft} &:= \rho_{\max} \cdot bf \cdot lf = 163.2 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

2) Se asigna el tipo de barra que se empleará para la armadura del muro:

$$\begin{aligned}
 \text{barra} &:= 3 \\
 \phi_{\text{barra}} &:= \frac{\text{barra}}{8} \cdot 2.54 \text{ cm} = 0.953 \text{ cm} & A\phi &:= \frac{(\phi_{\text{barra}})^2}{4} \cdot 3.14 = 0.71 \text{ cm}^2 \\
 \text{cantidaddebarras} &:= \frac{As_{\min c}}{A\phi} = 10.847 & \text{cantidaddebarraf} &:= \frac{As_{\min ft}}{A\phi} = 14.322 \\
 C_{\text{debar}} &:= 12 & C_{\text{debarf}} &:= 16 \\
 \text{barracara} &:= \frac{C_{\text{debar}}}{2} = 6 & \text{barracaraf} &:= \frac{C_{\text{debarf}}}{2} = 8 \\
 \text{Sepmax} &:= \frac{lw - (5 \text{ cm})}{\text{barracara}} = 33.5 \text{ cm} & \text{Sepmaxf} &:= \frac{lf - (5 \text{ cm})}{\text{barracaraf}} = 41.875 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Verificación de necesidad de incorporar Elementos de Borde

Datos:

| | | | |
|-------------------------|---------------------------|---|---|
| $hs := 2.75 \text{ m}$ | Altura de entrepiso(m) | $f'c := 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ | Resistencia del Concreto (kg/cm ²) |
| $lw := 2.06 \text{ m}$ | Longitud del muro(m) | | |
| $bw := 15 \text{ cm}$ | Espesor del muro (m) | | |
| $hw := 13.75 \text{ m}$ | Altura total del muro (m) | $fy := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ | Limite de Cedencia del acero de refuerzo longitudinal (kg/cm ²) |
| $Fystrb := fy$ | | | |

Si $esf_{max} > 0,2f'c$ se deberá emplear elementos de borde, en el nivel de estudio

$$Pu := 43490 \text{ kgf} \quad Mu := 72600 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{Por solicitudes}$$

$$e := \frac{Mu}{Pu} = 1.669 \text{ m}$$

$$esf_{promcon} := \frac{Pu}{bw \cdot lw} = 14.074 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$esf_{max} := esf_{promcon} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot \frac{Mu}{Pu}}{lw} \right) = 82.507 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$0.2 f'c = 50 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$c \geq \frac{\ell_w}{600(1.5\delta_u / h_w)}$$

ACI 318-14, Eq. 18.10.6.2

El cociente $\frac{\delta_u}{hw}$ no debe ser menor que 0.005 (Art 18.10.6.2)

$$\delta_u := 1.2 \text{ cm}$$

$$\frac{\delta_u}{hw} = 8.727 \cdot 10^{-4}$$

Como el cociente es menor, sin la multiplicación, a lo indicado por la norma ACI 318-14 tomamos 0,005 como el valor del cociente

$$t := 0.005$$

Este es nuestro nuevo valor para el cociente $\frac{\delta_u}{hw}$

$$c' := \frac{lw}{600 \cdot 1.5 \cdot t} = 0.458 \text{ m}$$

$Casum := 0.932 \text{ m}$ Este Casum es tomado del software

Se requerirá de elementos de borde

Dimensiones del Elemento de Borde

$$M_{base} := 72854 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$V_{base} := 29160 \text{ kgf}$$

1) Proyección Vertical de los Elementos de borde

Se toma el mayor de los siguientes valores como distancia en la cual debe extenderse verticalmente el refuerzo transversal vertical:

$$j := \frac{M_{base}}{4 \cdot V_{base}} = 0.625 \text{ m} \quad lw = 2.06 \text{ m}$$

De manera conservadora se dispondrá de elementos del borde en los primeros pisos de la edificación.

2) Proyección Horizontal de los Elementos de borde

El elemento de borde horizontal debe extenderse desde la fibra extrema en compresión hasta la distancia que resulte mayor de las siguientes ecuaciones:

$$n := C_{asum} - 0.1 \cdot lw = 0.726 \text{ m} \quad r := \frac{C_{asum}}{2} = 0.466 \text{ m}$$

$$L_{be} := 0.726 \text{ m}$$

3) Acero de confinamiento

La cantidad del refuerzo transversal debe cumplir con la tabla 18.10.6.4(f)

$$rec := 2.5 \text{ cm}$$

$$A_g := L_{be} \cdot bw = 0.055 \text{ m}^2 \quad \text{Área gruesa del elemento del borde (cm}^2\text{)}$$

$$bc1 := L_{be} - rec = 0.339 \text{ m} \quad bc2 := bw - 2 \cdot rec = 0.1 \text{ m}$$

$$A_{ch} := bc1 \cdot bc2 = 0.034 \text{ m}^2 \quad \text{Área de confinamiento (cm}^2\text{)}$$

$$v := 0.3 \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{F_{ystrb}} = 0.011 \quad p := 0.09 \cdot \frac{f'_c}{F_{ystrb}} = 0.005$$

$$vp := v$$

$$\frac{A_{sh}}{S \cdot bc1} \quad \text{Tomará el mayor valor entre } v \text{ y } p \quad \frac{3}{8} \cdot 2.54 = 0.953$$

$$d_{long} := 0.953 \text{ cm} \quad \text{Se escogerá previamente un diámetro de barra para refuerzo longitudinal}$$

4) Separación máxima entre estribos, será menor distancia entre:

$$10 \text{ cm} \quad g := 6 \cdot d_{\text{blong}} = 5.718 \text{ cm} \quad i := \frac{bw}{3} = 5 \text{ cm}$$

$$S := i = 0.05 \text{ m}$$

Cálculo de ramas requeridas

Se despeja A_{sh} de la ecuación con los valores de separación y de bc_1

$$A_{sh} := S \cdot bc_1 \cdot v_p = 1.848 \text{ cm}^2$$

Barra := 3 Se escogerá previamente un diámetro de barra para
 $\phi_{\text{barra}} = 0.953 \text{ cm}$ refuerzo longitudinal

$$A_{se} := \frac{\pi \cdot (d_{\text{blong}})^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2 \quad \# \text{Ramas} := \frac{A_{sh}}{A_{se}} = 2.591$$

Diseño por Corte

Datos:

$\phi := 0.75$ Factor de minoración por Corte
 $\rho_t := 0.0025$ Cuanía de acero de refuerzo transversal (horizontal)
 $\rho_l := 0.0025$ Cuanía de acero de refuerzo longitudinal (vertical)

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

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

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

$$\frac{hw}{lw} = 6.675 \quad bw \cdot lw = 0.309 \text{ m}^2$$

$\alpha_c := 0.53$ Si el valor queda entre 1,5 y 2 se interpola
 $A_{cv} := 0.309 \text{ m}^2$ Area de sección transversal

$$V_u / \phi < V_n$$

$$V_n := (0.53 \cdot \sqrt{250}) + (0.0025 \cdot 4200) = 18.88 \quad \text{Kgf/cm}^2$$

Para iniciar este calculo primero se tendrá que tomar los valores de las cuantias previamente asumidos en el inicio del pre-dimensionado. De acuerdo norma en la sección 18.10.2.1 las cuantias no deben ser menor a 0,0025.

$V_u := 29160 \text{ kgf}$ Se obtiene de los resultados del modelado del programa

$$\phi = 0.75$$

$$V_{um} := \frac{V_u}{\phi} = 38880 \text{ kgf}$$

Se divide V_{um} entre el área transversal del Muro y obtener el esfuerzo de demanda que cae sobre el mismo

$$V_{umay} := \frac{V_{um}}{206 \text{ cm} \cdot 15 \cdot \text{cm}} = 12.583 \frac{1}{\text{cm}^2} \cdot \text{kgf}$$

Se divide V_{um} entre el área transversal del Muro y obtener el esfuerzo de demanda que cae sobre el mismo

$$V_n := (0.53 \cdot \sqrt{250}) + (0.0025 \cdot 4200) = 18.88$$

Si cumple

$$V_{umay} = 12.583 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$V_{umay} > 0.5V_c$$

$$V_c = \frac{0.53 \lambda \sqrt{f'_c} h d}{0.53 \left(1 + \frac{N_u}{35 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d}$$

Donde:
h = espesor del Muro
d = 0.8lw

$$V_c := 0.53 \frac{\text{kgf}^{\frac{1}{2}}}{\text{cm}} \cdot \sqrt{250 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot bw \cdot 0.8 \cdot lw = 20715.448 \frac{\text{s}^2}{\text{m}} \cdot \frac{\text{kgf}^{\frac{1}{2}}}{\text{s}^2} \cdot \text{kgf}^{\frac{1}{2}} \cdot \text{m}$$

$$0.5 \cdot \frac{V_c}{bw \cdot 0.8 \cdot lw} = 41900.179 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{kgf}$$

$$V_{umay} = 125825.243 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{kgf}$$

V_{umay} si es mayor a $0.5V_c$

Acero de refuerzo transversal

La separación s_t debe ser el mínimo entre las siguientes ecuaciones

$$o := 3 \cdot bw = 0.45 \text{ m} \quad x := 45 \text{ cm} \quad y := \frac{lw}{5} = 0.412 \text{ m} \quad \text{Si se requiere de refuerzo a cortante}$$

$$s_t := 0.40 \text{ m}$$

$$Sf := Aramas \cdot fy \cdot 0.8 \frac{lw}{(Vum - Vc)} = 54.276 \text{ cm}$$

$$A_{min} := \rho_{min} \cdot bw \cdot Sf = 2.035 \text{ cm}^2 \quad \text{Por cada separación no puede haber menos de } 1,2\text{cm}^2 \text{ de acero}$$

$$\frac{hw}{lw} = 6.675 \quad \text{La distribución del acero se hará para ambas caras del muro}$$

Acero de refuerzo longitudinal

La separación máxima s , debe ser el menor valor entre las siguientes ecuaciones

$$t' := 3 \cdot bw = 45 \text{ cm} \quad u := 45 \text{ cm} \quad z := \frac{lw}{3} = 68.667 \text{ cm}$$

$$sl := u = 0.45 \text{ m} \quad \text{Si se requiere de refuerzo por cortante}$$

El área de acero longitudinal se toma el del inicio del pre-dimensionado que se obtiene a partir de la cuantía mínima

Detallado del Acero de Refuerzo

1) Recubrimiento de Concreto para el Refuerzo de Acero

$$rec := 2.5 \text{ cm}$$

2) Longitud de desarrollo o transferencia (ld)

ACI 318-14 Art 25.4.2.1

La longitud de desarrollo para barras corrugadas y alambra corrugado en tracción (ld) debe ser el mayor resultado entre el resultado de ld1, ld2 y ld3:

$$\ell_d = \left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{6.6 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$$

$$\psi_t := 1 \quad \psi_e := 1 \quad \psi_s := 0.8$$

Tabla 25.4.2.4 — Factores de modificación para el desarrollo de las barras corrugadas y alambres corrugados en tracción

| Factor de modificación | Condición | Valor del factor |
|---------------------------------------|---|-------------------------|
| Concreto de peso liviano λ | Concreto de peso liviano | 0.75 |
| | Concreto de peso liviano, donde f'_c se especifica | De acuerdo con 19.2.4.3 |
| | Concreto de peso normal | 1.0 |
| Epóxico ⁽¹⁾ Ψ_e | Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico con menos de $3d_b$ de recubrimiento, o separación libre menor que $6d_b$ | 1.5 |
| | Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico para todas las otras condiciones | 1.2 |
| | Refuerzo sin recubrimiento o refuerzo recubierto con zinc (galvanizado) | 1.0 |
| Tamaño Ψ_s | Para barras No. 22 y mayores | 1.0 |
| | Para barras No. 19 o menores y alambres corrugados | 0.8 |
| Ubicación ⁽¹⁾ Ψ_t | Más de 300 mm de concreto fresco colocado bajo el refuerzo horizontal | 1.3 |
| | Otra | 1.0 |

⁽¹⁾ El producto ($\Psi_t \Psi_e$) no hay necesidad de que exceda 1.7.

$$\lambda := 1 \quad barra := 3$$

$$ld1 := \left(\frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e}{6.6 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot \phi barra$$

$$ld1 := \left(\frac{4200}{6.6 \cdot \sqrt{250}} \right) \cdot \phi barra = 38.335 \text{ cm}$$

$$ld2 := 30 \text{ cm}$$

$$Cb := rec \quad Ktr := 0 \quad db := \phi barra$$

$$\ell_d = \frac{f_y}{3.5 \lambda \sqrt{f'_c}} \cdot \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s}{\left(\frac{Cb + Ktr}{db} \right)} \cdot d_b \quad ld3 := \left(\frac{4200}{3.5 \cdot \lambda \cdot \sqrt{250}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{\left(\frac{Cb + Ktr}{db} \right)} \right) \cdot db = 0.22 \text{ m}$$

El mayor valor corresponde a Ld1 $ld := 40 \text{ cm}$

$$Ld := 1.25 \cdot ld = 0.5 \text{ m}$$

3) Anclaje de Barras sometidas a tracción

ACI 318-14 Art 25.4.3

La longitud de anclaje (ldh) para barras corrugadas, deberá ser la mayor entre las siguientes longitudes:

$$\left(\frac{0.075 f_y \psi_r}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b \quad \psi_e := 1 \quad \psi_c := 1 \quad \psi_r := 1 \quad \lambda' := 1$$

Tabla 25.4.3.2 — Factores de modificación para el desarrollo de las barras con gancho en tracción

| Factor de modificación | Condición | Valor del factor |
|---|--|------------------|
| Concreto liviano λ | Concreto de peso liviano | 0.75 |
| | Concreto de peso normal | 1.0 |
| Epóxico ψ_e | Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico | 1.2 |
| | Refuerzo sin recubrimiento o refuerzo recubierto con zinc (galvanizado) | 1.0 |
| Recubrimiento ψ_c | Para ganchos de barras No. 11 y menores, con recubrimiento lateral (normal al plano del gancho) $\geq 2 - 1/2$ pulg. y para ganchos de 90 grados con recubrimiento en la extensión de la barra más allá del gancho ≥ 2 pulg. | 0.7 |
| | Otras | 1.0 |
| Confinamiento del refuerzo $\psi_r^{[1]}$ | Para ganchos de 90 grados de barras No. 11 y menores que se encuentran: (1) confinados a lo largo de ℓ_{dh} con estribos ^[1] perpendiculares a ℓ_{dh} con $s \leq 3d_b$, o bien, (2) confinados a lo largo de la barra que se está desarrollando más allá del gancho por estribos ^[1] perpendiculares a ℓ_{dh} con $s \leq 3d_b$ | 0.8 |
| | Para ganchos de 180 grados de barra No. 11 y menores que se encuentran confinados con estribos ^[2] perpendiculares a ℓ_{dh} con $s \leq 3d_b$ | |
| | Otras | 1.0 |

^[1] El primera estribo debe confinar la parte doblada del gancho dentro de una distancia $2d_b$ del borde externo del doblez del gancho.

^[2] d_b es el diámetro nominal de la barra del gancho.

$$ldh1 := \frac{0.075 \cdot f_y \cdot \psi_r}{\lambda \cdot \sqrt{f'_c}}$$

$$ldh1 := \frac{0.075 \cdot 4200 \cdot \psi_r}{\lambda \cdot \sqrt{250}} = 19.922$$

$$ldh2 := 8 \cdot D_{barra} = 0.076 \text{ m}$$

$$ldh3 := 10.16 \text{ cm}$$

$$ldh := 20 \text{ cm}$$

4) Espaciamiento del refuerzo longitudinal

ACI 318-14 Art 11.7.2

El espaciamiento máximo $s1$ debe ser el menor entre $s1$ y $s2$, y si requiere de refuerzo para cortante en el plano del muro $s1$ no debe exceder $s3$

$$s1 := 3 \cdot bw = 0.45 \text{ m} \quad s2 := 45 \text{ cm} \quad s3 := \frac{lw}{3} = 0.687 \text{ m}$$

$$s1 := 45 \text{ cm}$$

Espaciamiento de refuerzo transversal

ACI 318-14 Art 11.7.3

El espaciamiento máximo st debe ser el menor entre $st1$ y $st2$, si se requiere de refuerzo para cortante en el plano del muro st no debe ser mayor que $st3$

$$st1 := 3 \cdot (bw) = 0.45 \text{ m} \quad st2 := 45 \text{ cm} \quad st3 := \frac{lw}{5} = 0.412 \text{ m}$$

$$st := 45 \text{ cm}$$

Espaciamiento mínimo del refuerzo (S_{min})

ACI 318 - 14 Art. 25.2

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa deber ser mayor entre:

$$dagg := 2.54 \text{ cm} \quad \text{Diámetro de agregado grueso} \quad db := Dbarra = 0.953 \text{ cm}$$

$$Smín1 := 2.54 \text{ cm} \quad Smín2 := Dbarra = 0.953 \text{ cm} \quad Smín3 := \frac{3}{4} \cdot dagg = 1.905 \text{ cm}$$

$$Smín := 2.5 \text{ cm}$$

5) Apoyo lateral del refuerzo longitudinal ACI 318-14 Art 11.7.4

Cuando se requiere refuerzo longitudinal como refuerzo para resistencia axial o cuando A_{st} es mayor que $0.01A_g$ el refuerzo longitudinal debe ser apoyado lateralmente por estribos transversales.

$$A_g := lw \cdot bw = (3.09 \cdot 10^3) \text{ cm}^2 \quad A_v = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$0.01 \cdot A_g = 30.9 \text{ cm}^2$$

6) Gancho estándar y gancho sísmico

ACI 318 - 14 Art 25.3

$$barra := 3 \quad db = 0.953 \text{ cm}$$

Acero Longitudinal**Gancho de 90°**

$$\text{Diámetro de la barra interior mínimo de doblado} \quad \phi_{int} := 6 \cdot db = 5.715 \text{ cm}$$

$$\text{Extensión recta} \quad l_{ext} := 12 \cdot db = 11.43 \text{ cm}$$

Gancho de 180°

$$\text{Diámetro de la barra interior mínimo de doblado} \quad \phi_{int} := 6 \cdot db = 5.715 \text{ cm}$$

Extensión recta, deberá ser el mayor entre:

$$l_{ext1} := 4 \cdot db = 3.81 \text{ cm} \quad l_{ext2} := 6.35 \text{ cm}$$

$$l_{ext} := l_{ext2} = 6.35 \text{ cm}$$

Acero Transversal

Gancho de 135°

$$\text{Diámetro de la barra interior mínimo de doblado} \quad \phi_{int} := 4 \cdot db = 3.81 \text{ cm}$$

Extensión recta, deberá ser el mayor entre:

$$l_{ext}' := 6 \cdot db = 5.715 \text{ cm} \quad l_{ext}'' := 3 \cdot 2.54 = 7.62$$

$$L_{ext} := 7.5 \text{ cm}$$

Gancho de 180°

$$\text{Diámetro de la barra interior mínimo de doblado} \quad \phi_{int} := 4 \cdot db = 3.81 \text{ cm}$$

$$l_{ext1} := 4 \cdot db = 3.81 \text{ cm} \quad l_{ext2} := 6.35 \text{ cm}$$

$$L_{ext}' := 6.35 \text{ cm}$$

7) **Empalmes** Longitud de empalme por traslapo (Lst) ACI 318 - 14 Art. 25.5

$$\text{barra} := 3$$

$$\phi_{barra} := \frac{\text{barra}}{8} \cdot 2.54 \text{ cm} = 0.953 \text{ cm} \quad A\phi := \frac{(\phi_{barra})^2}{4} \cdot 3.14 = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$A_{sminc} := \rho_{min} \cdot bw \cdot lw = 7.725 \text{ cm}^2$$

$$A_{srequeridoc} := A_{sminc}$$

$$Candebarc := 12$$

$$A_{scolocadoc} := Candebarc \cdot A\phi = 8.546 \text{ cm}^2 \quad \frac{A_{scolocadoc}}{A_{srequeridoc}} = 1.106$$

$$Lst1 := 30 \text{ cm} \quad Lst2 := 1.3 \cdot Ld = 65 \text{ cm}$$

$$Lst := Lst2 = 0.65 \text{ m} \quad \text{Para el ala y el alma del Muro}$$

$$Candebarf := 16$$

$$A_{sminft} := \rho_{min} \cdot bf \cdot lf = 10.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{srequeridoft} := A_{sminft}$$

$$A_{scolocadof} := Candebarf \cdot A\phi = 11.395 \text{ cm}^2 \quad \frac{A_{scolocadof}}{A_{srequeridoft}} = 1.117$$

Ambos son empalme Clase B, la longitud de traslape (Lst) será la mayor entre:

$$Lst1 := 30 \text{ cm} \quad Lst2 := 1.3 \cdot Ld = 65 \text{ cm}$$

$$Lst := Lst2 = 65 \text{ cm}$$

$$Lst := 65 \text{ cm}$$

8) Detallado de Elementos de Borde

$$barra := 3 \quad db := \phi barra = 0.953 \text{ cm}$$

Espaciamiento de refuerzo en Elemento de Borde ACI 318-14 Art 25.2.3

Para refuerzo longitudinal en elementos de bordes en Muros, la distancia libre mínima entre la barras debe ser el mayor entre las siguientes distancias:

$$smin1 := 2.54 \text{ cm} \quad smin2 := 1.5 \cdot db = 1.429 \text{ cm} \quad smin3 := \frac{3}{4} \cdot dagg = 1.905 \text{ cm}$$

$$sminob := 2.5 \text{ cm}$$

Pre-dimensionado para Muro 11X Rectangular

1) Obtenemos las áreas de acero a partir de la cuantía mínima (ACI 318-14 Art. 11.6 Límites de refuerzo)

Datos:

$$lw := 2.06 \text{ m} \quad bw := 15 \text{ cm} \quad f'c := 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad fy := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\rho_{\min} := 0.0025 \quad \rho_{\max} := 0.04 \quad \beta_1 := 0.85 \quad E := 2.1 \cdot 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$As_{\min l} := \rho_{\min} \cdot bw \cdot 100 \text{ cm} = 3.75 \text{ cm}^2$$

Por cada metro lineal de muro

$$As_{\max l} := \rho_{\max} \cdot bw \cdot 100 \text{ cm} = 60 \text{ cm}^2$$

$$As_{\min c} := \rho_{\min} \cdot bw \cdot lw = 7.725 \text{ cm}^2$$

Para todo el Muro

$$As_{\max c} := \rho_{\max} \cdot bw \cdot lw = 123.6 \text{ cm}^2$$

2) Se asigna el tipo de barra que se empleará para la armadura del muro

$$\text{barra} := 3$$

$$\phi_{\text{barra}} := \frac{\text{barra}}{8} \cdot 2.54 \text{ cm} = 0.953 \text{ cm} \quad A_{\phi} := \frac{(\phi_{\text{barra}})^2}{4} \cdot 3.14 = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$\text{cantidaddebarra} := \frac{As_{\min c}}{A_{\phi}} = 10.847 \quad \text{Candebar} := 12$$

$$\text{barracara} := \frac{\text{Candebar}}{2} = 6$$

$$\text{Sepmax} := \frac{lw - (5 \text{ cm})}{\text{barracara}} = 33.5 \text{ cm}$$

Verificación de necesidad de incorporar Elementos de Borde

$$Pu := 43490 \text{ kgf} \quad Mu := 72600 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{Por solicitudes}$$

Datos:

| | | | |
|-------------------------|--|---|---|
| $hs := 2.75 \text{ m}$ | Altura de entresuelo (m) | $f'c := 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ | Resistencia del Concreto (kg/cm ²) |
| $lw := 2.06 \text{ m}$ | Longitud del muro (m) | | |
| $bw := 15 \text{ cm}$ | Espesor del muro (m) | $fy := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ | Limite de Cedencia del acero de refuerzo longitudinal (kg/cm ²) |
| $hw := 13.75 \text{ m}$ | Altura total del muro (m) | | |
| $Fystrb := fy$ | Limite de Cedencia del acero de refuerzo transversal (kg/cm ²) | | |

Si $esf_{max} > 0.2f'c$ se deberá emplear elementos de borde, en el nivel de estudio

$$esf_{promcon} := \frac{Pu}{bw \cdot lw} = 14.074 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$esf_{max} := esf_{promcon} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot Mu}{lw \cdot Pu} \right) = 82.507 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$0.2 \cdot f'c = 50 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$c \geq \frac{\ell_w}{600(1.5\delta_u / h_w)} \quad \text{ACI 318-14, Eq. 18.10.6.2}$$

El cociente $\frac{\delta_u}{h_w}$ no debe ser menor que 0.005 (Art 18.10.6.2)

$$\delta_u := 1.2 \text{ cm}$$

$$\frac{\delta_u}{h_w} = 8.727 \cdot 10^{-4}$$

Como el cociente es menor, sin la multiplicación, a lo indicado por la norma ACI 318-14 tomamos 0,005 como el valor del cociente

$$t := 0.005 \quad \text{Este es nuestro nuevo valor para el cociente } \frac{\delta_u}{h_w}$$

$$c' := \frac{lw}{600 \cdot 1.5 \cdot t} = 0.458 \text{ m} \quad Casum := 0.57 \text{ m} \quad \text{Este Casum es tomado del software}$$

Se requerirá de elementos de borde

Dimensiones del Elemento de Borde

$$M_{ubase} := 72854 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$V_{ubase} := 29160 \text{ kgf}$$

1) Proyección Vertical de los Elementos de borde

Se toma el mayor de los siguientes valores como distancia en la cual debe extenderse verticalmente el refuerzo transversal vertical:

$$j := \frac{M_{ubase}}{4 \cdot V_{ubase}} = 0.625 \text{ m} \quad lw = 2.06 \text{ m}$$

De manera conservadora se dispondrá de elementos del borde en los primeros pisos de la edificación.

2) Proyección Horizontal de los Elementos de borde

El elemento de borde horizontal debe extenderse desde la fibra extrema en compresión hasta la distancia que resulte mayor de las siguientes ecuaciones:

$$n := C_{asum} - 0.1 \cdot lw = 0.364 \text{ m} \quad r := \frac{C_{asum}}{2} = 0.285 \text{ m}$$

$$L_{be} := 0.364 \text{ m}$$

3) Acero de confinamiento

La cantidad del refuerzo transversal debe cumplir con la siguiente tabla 18.10.6.4(f)

$$rec := 2.5 \text{ cm}$$

$$A_g := L_{be} \cdot bw = 0.055 \text{ m}^2 \quad \text{Área gruesa del elemento del borde (cm}^2\text{)}$$

$$bc1 := L_{be} - rec = 0.339 \text{ m} \quad bc2 := bw - 2 \cdot rec = 0.1 \text{ m}$$

$$A_{ch} := bc1 \cdot bc2 = 0.034 \text{ m}^2 \quad \text{Área de confinamiento (cm}^2\text{)}$$

$$v := 0.3 \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \cdot \frac{f_c}{F_{ystrb}} = 0.011 \quad p := 0.09 \cdot \frac{f_c}{F_{ystrb}} = 0.005$$

$$vp := v$$

$$\frac{A_{sh}}{S \cdot bc1} \quad \text{Tomará el mayor valor entre } v \text{ y } p \quad \frac{3}{8} \cdot 2.54 = 0.953$$

$$\text{Barra} := 3 \quad \text{Se escogerá previamente un diámetro de barra para} \\ d_{long} := 0.953 \text{ cm} \quad \text{refuerzo longitudinal}$$

4) Separación máxima entre estribos, será menor distancia entre:

$$10 \text{ cm} \quad g := 6 \cdot d_{\text{blong}} = 5.718 \text{ cm} \quad i := \frac{bw}{3} = 5 \text{ cm}$$

$$S := i = 0.05 \text{ m}$$

Cálculo de ramas requeridas

Se despeja A_{sh} de la ecuación con los valores de separación y de bc_1

$$A_{sh} := S \cdot bc_1 \cdot v_p = 1.848 \text{ cm}^2$$

$$d_{\text{blong}} = 0.953 \text{ cm}$$

$$A_{se} := \frac{\pi \cdot (d_{\text{blong}})^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{Ramas} := \frac{A_{sh}}{A_{se}} = 2.591$$

Diseño por Corte

Datos:

$\phi := 0.75$ Factor de minoración por Corte
 $\rho_t := 0.0025$ Cuantía de acero de refuerzo transversal (horizontal)
 $\rho_l := 0.0025$ Cuantía de acero de refuerzo longitudinal (vertical)

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

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

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

$$\frac{h_w}{\ell_w} = 6.675 \quad bw \cdot lw = 0.309 \text{ m}^2$$

$\alpha_c := 0.53$ Si el valor queda entre 1,5 y 2 se interpola
 $A_{cv} := 0.309 \text{ m}^2$ Area de sección transversal

$$V_u / \phi < V_n$$

$$V_n := (0.53 \cdot \sqrt{250}) + (0.0025 \cdot 4200) = 18.88 \quad \text{Kgf/cm}^2$$

Para iniciar este calculo primero se tendrá que tomar los valores de las cuantías previamente asumidos en el inicio del pre-dimensionado. De acuerdo norma en la sección 18.10.2.1 las cuantías no deben ser menor a 0,0025.

$V_u := 29160 \text{ kgf}$ Se obtiene de los resultados del modelado del programa

$$\phi = 0.75$$

$$V_{um} := \frac{V_u}{\phi} = 38880 \text{ kgf}$$

$$V_{umay} := \frac{V_{um}}{206 \text{ cm} \cdot 15 \cdot \text{cm}} = 12.583 \frac{1}{\text{cm}^2} \cdot \text{kgf}$$

Se divide V_{um} entre el área transversal del Muro y obtener el esfuerzo de demanda que cae sobre el mismo

$$V_n := (0.53 \cdot \sqrt{250}) + (0.0025 \cdot 4200) = 18.88 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$V_{umay} = 12.583 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Si cumple

$$V_{umay} > 0.5V_c$$

$$V_c = \frac{0.53 \lambda \sqrt{f'_c} h d}{0.53 \left(1 + \frac{N_u}{35 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d}$$

Donde:

h = espesor del Muro

$d = 0.8l_w$

$$V_c := 0.53 \frac{\text{kgf}^2}{\text{cm}} \cdot \sqrt{250 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot b_w \cdot 0.8 \cdot l_w = 20715.448 \frac{\text{s}^2}{\text{m}} \cdot \frac{\text{kgf}^2}{\text{s}^2} \cdot \text{kgf}^{\frac{1}{2}} \cdot \text{m}$$

$$0.5 \cdot \frac{V_c}{b_w \cdot 0.8 \cdot l_w} = 41900.179 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{kgf}$$

$$V_{umay} = 125825.243 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{kgf}$$

V_{umay} si es mayor a $0.5V_c$

Acero de refuerzo transversal

La separación st debe ser el mínimo entre las siguientes ecuaciones

$$o := 3 \cdot bw = 0.45 \text{ m} \quad x := 45 \text{ cm} \quad y := \frac{lw}{5} = 0.412 \text{ m} \quad \text{Si se requiere de refuerzo a cortante}$$

$$st := 0.40 \text{ m}$$

$$Av := \frac{(Vum - Vc)}{fy \cdot 0.8 \cdot lw} \cdot st = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$barra := 3$$

$$Dbarra := \frac{barra}{8} \cdot 2.54 \text{ cm} = 0.953 \text{ cm}$$

$$Abarra := 3.14 \cdot \frac{Dbarra^2}{4} = 0.712 \text{ cm}^2$$

$$Numbarra := \frac{Av}{Abarra} = 1.474 \quad Ramas := 2$$

$$Aramas := Ramas \cdot Abarra = 1.424 \text{ cm}^2$$

$$Sf := Aramas \cdot fy \cdot 0.8 \cdot \frac{lw}{(Vum - Vc)} = 54.276 \text{ cm}$$

$$Avmin := \rho_{min} \cdot bw \cdot Sf = 2.035 \text{ cm}^2$$

Acero de refuerzo longitudinal

La separación máxima s , debe ser el menor valor entre los siguientes:

$$t' := 3 \cdot bw = 45 \text{ cm} \quad u := 45 \text{ cm} \quad z := \frac{lw}{3} = 68.667 \text{ cm}$$

$$sl := u = 0.45 \text{ m}$$

El área de acero longitudinal se toma el del inicio del pre-dimensionado que se obtiene a partir de la cuantía mínima.

Detallado del Acero de Refuerzo

1) Recubrimiento de Concreto para el Refuerzo de Acero

$$rec := 2.5 \text{ cm}$$

2) Longitud de desarrollo o transferencia (ld) ACI 318-14 Art 25.4.2.1

La longitud de desarrollo para barras corrugadas y alambra corrugado en tracción (ld) debe ser el mayor resultado entre el resultado de ld1, ld2 y ld3:

$$\ell_d = \left(\frac{f_y \psi_t \psi_e}{6.6 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$$

$$\psi_t := 1 \quad \psi_e := 1 \quad \psi_s := 0.8$$

$$\lambda := 1 \quad \text{barra} := 3$$

Tabla 25.4.2.4 — Factores de modificación para el desarrollo de las barras corrugadas y alambres corrugados en tracción

| Factor de modificación | Condición | Valor del factor |
|---------------------------------------|---|-------------------------|
| Concreto de peso liviano λ | Concreto de peso liviano | 0.75 |
| | Concreto de peso liviano, donde f'_c se específica | De acuerdo con 19.2.4.3 |
| | Concreto de peso normal | 1.0 |
| Epóxico ⁽¹⁾ ψ_e | Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico con menos de $3d_b$ de recubrimiento, o separación libre menor que $6d_b$ | 1.5 |
| | Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico para todas las otras condiciones | 1.2 |
| | Refuerzo sin recubrimiento o refuerzo recubierto con zinc (galvanizado) | 1.0 |
| Tamaño ψ_s | Para barras No. 22 y mayores | 1.0 |
| | Para barras No. 19 o menores y alambres corrugados | 0.8 |
| Ubicación ⁽¹⁾ ψ_t | Más de 300 mm de concreto fresco colocado bajo el refuerzo horizontal | 1.3 |
| | Otra | 1.0 |

⁽¹⁾ El producto ($\psi_t \psi_e$) no hay necesidad de que exceda 1.7.

$$ld1 := \left(\frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e}{6.6 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot \phi_{barra}$$

$$ld1 := \left(\frac{4200}{6.6 \cdot \sqrt{250}} \right) \cdot \phi_{barra} = 38.335 \text{ cm}$$

$$ld2 := 30 \text{ cm}$$

$$C_b := rec \quad K_{tr} := 0 \quad db := D_{barra}$$

$$\ell_d = \frac{f_y}{3.5 \lambda \sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{\left(\frac{C_b + K_{tr}}{d_b} \right)} d_b \quad ld3 := \left(\frac{4200}{3.5 \cdot \lambda \cdot \sqrt{250}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{\left(\frac{C_b + K_{tr}}{db} \right)} \right) \cdot db = 22.034 \text{ cm}$$

El mayor valor corresponde a Ld1 $ld := 40 \text{ cm}$

$$Ld := 1.25 \cdot ld = 50 \text{ cm}$$

3) Anclaje de Barras sometidas a tracción

ACI 318-14 Art 25.4.3

La longitud de anclaje (ldh) para barras corrugadas, deberá ser la mayor entre las siguientes longitudes:

$$\psi e' := 1 \quad \psi c := 1 \quad \psi r := 1 \quad \lambda' := 1 \quad barra := 3 \quad db3 := Dbarra$$

Tabla 25.4.3.2 — Factores de modificación para el desarrollo de las barras con gancho en tracción

| Factor de modificación | Condición | Valor del factor |
|---|--|------------------|
| Concreto liviano λ | Concreto de peso liviano | 0.75 |
| | Concreto de peso normal | 1.0 |
| Epóxico ψ_e | Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico | 1.2 |
| | Refuerzo sin recubrimiento o refuerzo recubierto con zinc (galvanizado) | 1.0 |
| Recubrimiento ψ_c | Para ganchos de barras No. 11 y menores, con recubrimiento lateral (normal al plano del gancho) $\geq 2 - 1/2$ pulg. y para ganchos de 90 grados con recubrimiento en la extensión de la barra más allá del gancho ≥ 2 pulg. | 0.7 |
| | Otros | 1.0 |
| Confinamiento del refuerzo $\psi_r^{(1)}$ | Para ganchos de 90 grados de barras No. 11 y menores que se encuentran: (1) confinados a lo largo de ℓ_{db} con estribos ⁽²⁾ perpendiculares a ℓ_{db} con $s \leq 3d_b$, o bien, (2) confinados a lo largo de la barra que se está desarrollando más allá del gancho por estribos ⁽²⁾ perpendiculares a ℓ_{db} con $s \leq 3d_b$ | 0.8 |
| | Para ganchos de 180 grados de barra No. 11 y menores que se encuentran confinados con estribos ⁽²⁾ perpendiculares a ℓ_{db} con $s \leq 3d_b$ | |
| | Otros | 1.0 |

⁽¹⁾ El primer estribo debe confinar la parte doblada del gancho dentro de una distancia $2d_b$ del borde externo del doblar del gancho.

⁽²⁾ d_b es el diámetro nominal de la barra del gancho.

$$ldh1 := \frac{0.075 \cdot fy \cdot \psi r}{\lambda \cdot \sqrt{f'c}}$$

$$ldh1 := \left(\frac{0.075 \cdot 4200 \cdot \psi r}{\lambda \cdot \sqrt{250}} \right) db3 = 18.976 \text{ cm}$$

$$ldh2 := 8 \cdot db3 = 7.62 \text{ cm}$$

$$ldh3 := 10.16 \text{ cm}$$

$$ldh := 20 \text{ cm}$$

4) Espaciamiento del refuerzo longitudinal

ACI 318-14 Art 11.7.2

El espaciamiento máximo $s1$ debe ser el menor entre $s1$ y $s2$, y si requiere de refuerzo para cortante en el plano del muro $s1$ no debe exceder $s3$

$$s1 := 3 \cdot bw = 0.45 \text{ m} \quad s2 := 45 \text{ cm} \quad s3 := \frac{lw}{3} = 0.687 \text{ m}$$

$$s1 := 45 \text{ cm}$$

Espaciamiento de refuerzo transversal

ACI 318-14 Art 11.7.3

El espaciamiento máximo st debe ser el menor entre $st1$ y $st2$, si se requiere de refuerzo para cortante en el plano del muro st no debe ser mayor que $st3$

$$st1 := 3 \cdot (bw) = 0.45 \text{ m} \quad st2 := 45 \text{ cm} \quad st3 := \frac{lw}{5} = 0.412 \text{ m}$$

$$st := 45 \text{ cm}$$

Espaciamiento mínimo del refuerzo (S_{min}) ACI 318 - 14 Art. 25.2
 La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa deber ser mayor entre:

$$d_{agg} := 2.54 \text{ cm} \quad \text{Diámetro de agregado grueso} \quad db := D_{barra}$$

$$S_{mín1} := 2.54 \text{ cm}$$

$$S_{mín2} := db = 0.953 \text{ cm}$$

$$S_{mín3} := \frac{3}{4} \cdot d_{agg} = 1.905 \text{ cm}$$

$$S_{mín} := 2.5 \text{ cm}$$

5) Apoyo lateral del refuerzo longitudinal ACI 318-14 Art 11.7.4

Cuando se requiere refuerzo longitudinal como refuerzo para resistencia axial o cuando A_{st} es mayor que $0.01A_g$ el refuerzo longitudinal debe ser apoyado lateralmente por estribos transversales.

$$A_g := l_w \cdot b_w = (3.09 \cdot 10^3) \text{ cm}^2$$

$$A_v = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$0.01 \cdot A_g = 30.9 \text{ cm}^2$$

6) Gancho estándar y gancho sísmico ACI 318 - 14 Art 25.3

$$barra := 3$$

Acero Longitudinal

Gancho de 90°

$$\text{Diámetro de la barra interior mínimo de doblado} \quad \phi_{int} := 6 \cdot db = 5.715 \text{ cm}$$

$$\text{Extensión recta} \quad l_{ext} := 12 \cdot db = 11.43 \text{ cm}$$

Gancho de 180°

Diámetro de la barra interior mínimo de doblado

$$\phi_{int3} := 6 \cdot db = 5.715 \text{ cm}$$

Extensión recta, deberá ser el mayor entre:

$$l_{ext1} := 4 \cdot db = 3.81 \text{ cm} \quad l_{ext2} := 6.35 \text{ cm}$$

$$l_{ext} := l_{ext2} = 6.35 \text{ cm}$$

Acero Transversal

Gancho de 135°

Diámetro de la barra interior mínimo de doblado $\phi_{int} := 4 \cdot db = 3.81 \text{ cm}$

Extensión recta, deberá ser el mayor entre:

$$l_{ext'} := 6 \cdot db = 5.715 \text{ cm} \quad l_{ext''} := 3 \cdot 2.54 = 7.62$$

$$L_{ext} := 7.5 \text{ cm}$$

Gancho de 180°

Diámetro de la barra interior mínimo de doblado $\phi_{int} := 4 \cdot db = 3.81 \text{ cm}$

Extensión recta, deberá ser el mayor entre:

$$l_{ext} := 4 \cdot db = 3.81 \text{ cm} \quad l_{ext} := 6.35 \text{ cm}$$

$$L_{ext} := 6.35 \text{ cm}$$

7) **Empalmes** Longitud de empalme por traslapo (Lst) ACI 318 - 14 Art. 25.5

$barra := 3$

$$\phi_{barra} := \frac{barra}{8} \cdot 2.54 \text{ cm} = 0.953 \text{ cm} \quad A\phi := \frac{(\phi_{barra})^2}{4} \cdot 3.14 = 0.71 \text{ cm}^2$$

Para el alma del muro:

$As_{requerido} := As_{mnc}$

$Candebarc := 12$

$$As_{colocadoc} := Candebarc \cdot A\phi = 8.546 \text{ cm}^2 \quad \frac{As_{colocadoc}}{As_{requerido}} = 1.106$$

Clase B, la longitud de traslapo (Lst) será la mayor entre:

$$Lst1 := 30 \text{ cm} \quad Lst2 := 1.3 \cdot Ld = 65 \text{ cm}$$

$$Lst := Lst2 = 65 \text{ cm}$$

8) Detallado de Elementos de Borde

$$db3 := Dbarra$$

Espaciamiento de refuerzo en Elemento de Borde ACI 318-14 Art 25.2.3
 Para refuerzo longitudinal en elementos de bordes en Muros, la distancia libre mínima entre la barras debe ser el mayor entre las siguientes distancias:

$$smin1 := 2.54 \text{ cm} \quad smin2 := 1.5 \cdot db3 = 1.429 \text{ cm} \quad smin3 := \frac{3}{4} \cdot dagg = 1.905 \text{ cm}$$

$$smin_{eb} := 2.5 \text{ cm}$$

4.2.10. Aplicación de metodología para Viga de Acople.

Diseño de Elemento tipo Spandrel (Viga de Acople)

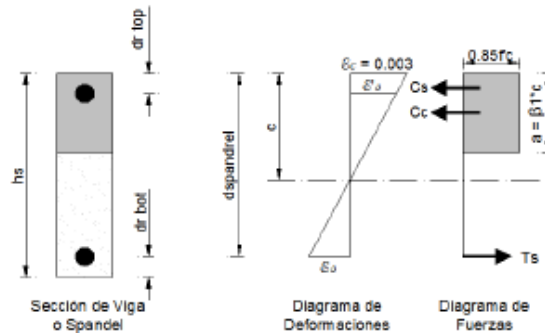
Diseño por Flexión

| | | |
|------------------------------------|---|--|
| Datos: | | |
| $f'c := 250 \frac{kgf}{cm^2}$ | $fy := 4200 \frac{kgf}{cm^2}$ | $\beta1 := 0.85$ |
| $hs := m$ | Altura de entrepiso | |
| $hsp := 90 \text{ cm}$ | Altura del Spandrel | $\phi b := 0.9$ |
| $ts := 25 \text{ cm}$ | Ancho del Spandrel | |
| $dsp := 81 \text{ cm}$ | Altura útil del acero a tracción | $Ag := hsp \cdot ts = 0.225 \text{ m}^2$ |
| $ls := 100 \text{ cm}$ | Longitud de la viga | |
| $drtop := 9 \text{ cm}$ | Altura útil del acero a compresión | |
| $rec := 9 \text{ cm}$ | | |
| $Esmín := 0.005$ | Deformación dúctil del acero a tracción | |
| $Ecumáx := 0.003$ | Deformación unitaria del concreto | |
| $Mu := 23378 \text{ kgf} \cdot m$ | | |
| $Mun := 24661 \text{ kgf} \cdot m$ | | |

1) $Cmáx$ para la sección

$$Cmáx := \frac{Ecumáx \cdot dsp}{Ecumáx + Esmín}$$

$$Cmáx = 30.38 \text{ cm}$$



2) Se busca a requerida por la sección y $a_{máx}$

$$a := dsp - \sqrt{dsp^2 - \frac{2 \cdot Mu}{0.85 \cdot f'c \cdot \phi b \cdot ts}} = 6.28 \text{ cm}$$

$$a_{máx} := \beta_1 \cdot C_{máx} = 25.819 \text{ cm}$$

Como $a \leq a_{máx}$, se diseña la sección como Simplemente Armada

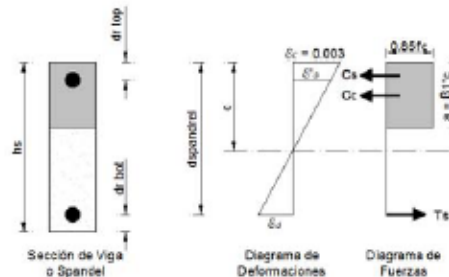
2.1) Diseño de sección Simplemente Armada

$$A_s := \frac{Mu}{\phi b \cdot fy \cdot \left(dsp - \frac{a}{2}\right)} = 7.943 \text{ cm}^2$$

3) Diseño con Momento Negativo

$$C_{máxn} := \frac{E_{cumáx} \cdot dsp}{E_{cumáx} + E_{smin}}$$

$$C_{máxn} = 0.304 \text{ m}$$



4) Se busca a requerida por la sección y $a_{máx}$

$$a_n := dsp - \sqrt{dsp^2 - \frac{2 \cdot Mun}{0.85 \cdot f'c \cdot \phi b \cdot ts}} = 0.066 \text{ m}$$

a_n : a para momento negativo
 $a_{máxn}$: a máximo para momento negativo

$$a_{máxn} := \beta_1 \cdot C_{máx} = 0.258 \text{ m}$$

Si $a_n \leq a_{máxn}$, se diseña la sección como Simplemente Armada

4.1) Diseño de sección Simplemente Armada

$$A_{sn} := \frac{Mun}{\phi b \cdot fy \cdot \left(dsp - \frac{a_n}{2}\right)} = 8.399 \text{ cm}^2$$

4.2) Diseño como sección Doblemente Armada

a) Fuerza de Compresión desarrollada en el concreto

$$C_{cn} := 0.85 \cdot f'c \cdot a_{máxn} \cdot ts$$

b) Momento resistido por el par formado por la compresión del concreto y el acero a tracción

$$Mucn := \phi b \cdot Ccn \cdot \left(dsp - \frac{amáxn}{2} \right)$$

c) Momento adicional que debe ser resistido por el par formado por el acero a compresión y el acero adicional a tracción

$$Musn := Mun - Mucn$$

d) Fuerza del acero a compresión

$$Csn := \frac{Musn}{dsp - drtop}$$

Diseño por Corte

Datos:

$$Fyes := 4200 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\phi s := 0.6$$

$$\lambda := 1$$

1 Para concreto de peso Normal 0.75 aligerado

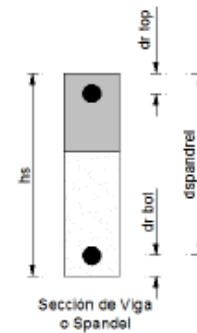
$$\phi v := 0.6$$

0.6 en zona sísmica, de lo contrario es 0.75

$$Nu := -22081 \text{ kgf}$$

$$Vu := 41447 \text{ kgf}$$

Fuerza axial predomina la más desfavorable



5.1) Corte que resiste el concreto Vc

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

Casi A: elemento sin fuerza axial

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

Casi B: elemento sometido a compresión axial

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{N_u}{35 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \geq 0$$

Casi C: elemento sometido a tracción axial (Nu es negativo a para tracción)

Se usará el caso más desfavorable, es decir, el que de menor valor entre Vc1, Vc2 y Vc3

$$Vc1 := 0.53 \frac{kgf^{\frac{1}{2}}}{cm^{\frac{1}{2}}} \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot ts \cdot dsp = 16969.572 \text{ kgf}$$

$$Vc2 := 0.53 \frac{kgf^{\frac{1}{2}}}{cm^{\frac{1}{2}}} \cdot \left(1 + \frac{-22081}{140 \cdot 2250} \right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot ts \cdot dsp = 15780.032 \text{ kgf}$$

$$Vc3 := 0.53 \cdot \frac{kgf^{\frac{1}{2}}}{cm^{\frac{1}{2}}} \cdot \left(1 + \frac{-22081}{35 \cdot 2250} \right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot ts \cdot dsp = 12211.412 \text{ kgf}$$

$$V_c := 12211.412 \text{ kgf}$$

Como N_u es en negativo se encuentra la condición de que el resultado debe ser mayor o igual a 0

5.2) Cálculo del corte que debería resistir el acero

$$V_s := \frac{V_u}{\phi_v} - V_c = 56866.921 \text{ kgf}$$

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

5.3) Máximo corte que debe resistir la sección

$$2.2 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}} \cdot \frac{1}{\text{cm}} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot t_s \cdot dsp = 70439.735 \text{ kgf}$$

$$V_u \leq \phi (V_c + 2.2 \sqrt{f'_c} b_w d)$$

Si no cumple se debe redimensionar

5.3) Máximo corte que debe resistir la sección

$$A_v := \frac{V_s}{F_{yes} \cdot dsp} = 0.167 \frac{1}{\text{cm}} \cdot \text{cm}^2 \quad \frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{ys} d_{\text{spandrel}}} = \frac{V_u / \phi - V_c}{f_{ys} d_{\text{spandrel}}}$$

Av/s (cm²/cm)

5.4) Verificaciones adicionales para spandrel en zona sísmica y no sísmica

Caso 1.

Cuando $L_s/dsp > 4$ $V_u \leq \phi (V_c + 2.2 \sqrt{f'_c} b_w d)$

Caso 1A.

Cuando $L_s/dsp > 4$ y $V_u / \phi > 0.5V_c$:

$$A_{v,\min} \geq 0.2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad (\text{ACI 9.6.3.3, Table 9.6.3.3})$$

$$A_{v,\min} \geq 3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad (\text{ACI 9.6.3.1})$$

Caso 1B.

Cuando $L_s/dsp > 4$ y $V_u / \phi \leq 0.5V_c$:

$$\frac{A_{v,\min}}{s} = \frac{A_{h,\min}}{s} = 0.$$

Caso 2.

Cuando $L_s/dsp \leq 4$ $V_u \leq \phi 2.65 \sqrt{f'_c} b_w d$

Si este caso no se cumple se tiene que redimensionar la sección

$$A_{v,\min} = 0.0025 t_s$$

$$A_{h,\min} = 0.0025 t_s$$

Relación de aspecto $\frac{Ls}{dsp} = 1.235$ **Caso 2.**

Fuerzas de Corte:

$$Vu = 41447 \text{ kgf} \quad Vc = 12211.412 \text{ kgf} \quad Vu \leq \phi 2.65 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$0.75 \cdot Vc = 9158.559 \text{ kgf}$$

$$\phi b \cdot 2.65 \frac{\text{kgf}^2}{\text{cm}} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot ts \cdot dsp = 76363.076 \text{ kgf} \quad \text{Cumple}$$

Se designa el caso y se verifica el Corte Máximo según sea el caso

$$Asv_{\text{mín}} := 0.0025 \cdot ts = 0.063 \text{ cm}$$

$$Ash_{\text{mín}} := 0.0025 \cdot ts = 0.063 \text{ cm}$$

Si la estructura se encuentra en zona sísmica, se verifica el acero diagonal

$$Vu > 1.1 \lambda \sqrt{f'_c} A_{cw}$$

$Vsd := Vu - Vc$ Si el Vu es mayor que el V_{lim} entonces se requiere acero en diagonal

$$V_{lim} := 1.1 \cdot \lambda \cdot \frac{\text{kgf}^2}{\text{cm}} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot dsp \cdot ts = 35219.867 \text{ kgf}$$

Diseño de Acero diagonal

$$Sen\alpha := \frac{0.8 \cdot hsp}{\sqrt{Ls^2 + (0.8 \cdot hsp)^2}} = 0.584$$

$$\sin \alpha = \frac{0.8h_t}{\sqrt{L_s^2 + (0.8h_t)^2}}$$

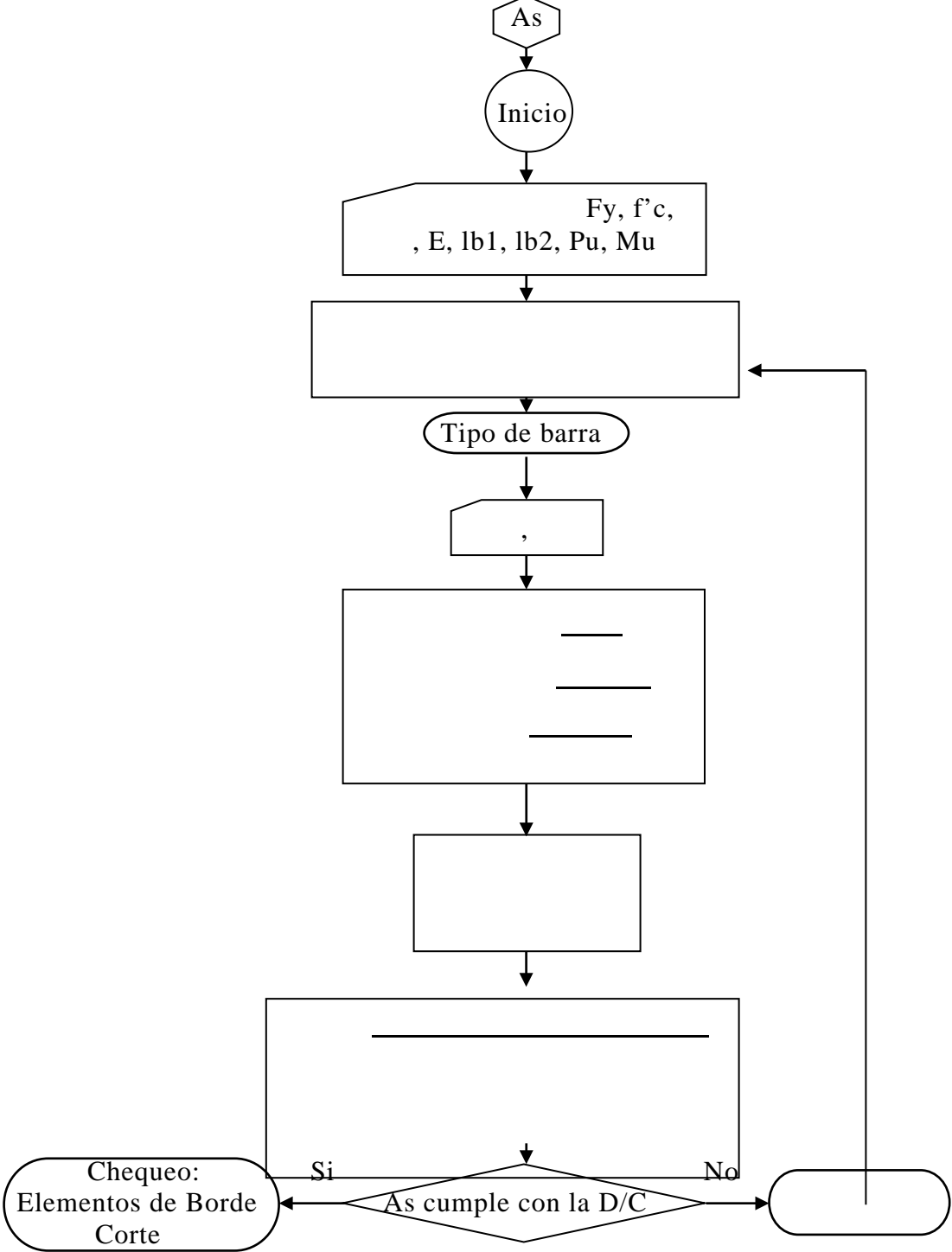
$$A_{vd} = \frac{V_u}{2 \phi_s f_{ys} \sin \alpha}$$

$$A_{vd} := \frac{Vsd}{2 \cdot \phi_s \cdot f_y \cdot Sen\alpha} = 9.928 \text{ cm}^2 \quad V_n = 2 A_{vd} f_y \text{ sen } \alpha \leq 2.65 \sqrt{f'_c} A_{cw}$$

$$V_n := 2 \cdot A_{vd} \cdot f_y \cdot Sen\alpha = 48725.98 \text{ kgf} \quad \text{Revisar ACI desde el 18.10.7.4}$$

$$V_{límt} := \phi b \cdot 2.65 \frac{\text{kgf}^2}{\text{cm}} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot ts \cdot dsp = 76363.076 \text{ kgf}$$

4.2.11. Diagrama de Flujo de Metodología Simplificada



4.3. Realizar un análisis comparativo de la metodología planteada y los resultados obtenidos a partir del análisis estructural empleando software de última generación.

Se presentan a continuación cuadros comparativos y sus respectivas gráficas de los resultados obtenidos de la progresión de cuantías en Muros calculados con alas y sin alas de la simplificación determinada.

Cuadro 2. Profundidad del Eje Neutro de Muro Rectangular.

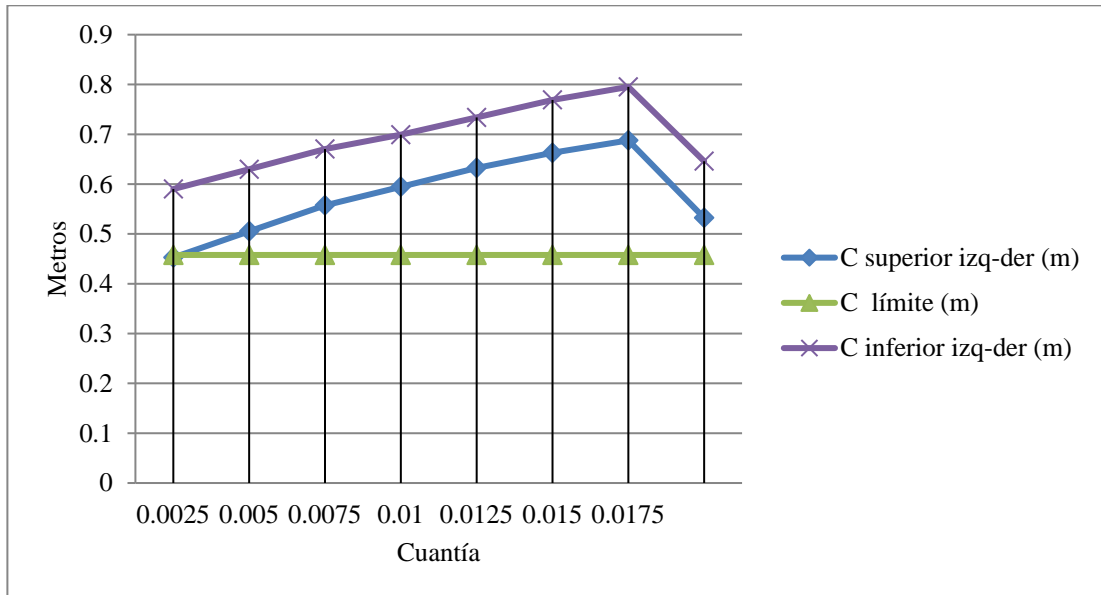
| | Locación | | C (m) | C límite (m) |
|--------|----------|-----|---------|--------------|
| 0,0175 | Superior | Izq | 0,68774 | 0,45778 |
| | | Der | 0,68774 | |
| | Inferior | Izq | 0,79516 | |
| | | Der | 0,79516 | |
| 0,015 | Superior | Izq | 0,66287 | 0,45778 |
| | | Der | 0,66287 | |
| | Inferior | Izq | 0,76902 | |
| | | Der | 0,76902 | |
| 0,0125 | Superior | Izq | 0,63246 | 0,45778 |
| | | Der | 0,63246 | |
| | Inferior | Izq | 0,73383 | |
| | | Der | 0,73383 | |
| 0,01 | Superior | Izq | 0,5946 | 0,45778 |
| | | Der | 0,5946 | |
| | Inferior | Izq | 0,69912 | |
| | | Der | 0,69912 | |
| 0,0075 | Superior | Izq | 0,55739 | 0,45778 |
| | | Der | 0,55739 | |
| | Inferior | Izq | 0,67048 | |
| | | Der | 0,67048 | |

Cuadro 2. (Cont.)

| | | | | |
|-----------|----------|-----|---------|---------|
| 0,005 | Superior | Izq | 0,50532 | 0,45778 |
| | | Der | 0,50532 | |
| | Inferior | Izq | 0,62978 | |
| | | Der | 0,62978 | |
| 0,0025 | Superior | Izq | 0,45259 | 0,45778 |
| | | Der | 0,45259 | |
| | Inferior | Izq | 0,59004 | |
| | | Der | 0,59004 | |
| Calculada | Superior | Izq | 0,53234 | 0,45778 |
| | | Der | 0,53234 | |
| | Inferior | Izq | 0,64601 | |
| | | Der | 0,64601 | |

Fuente: Flores A, Mendoza J. (2018)

Gráfica 1. Verificación de la necesidad de incorporar elementos de borde para Muro Rectangular.



Fuente: Flores Arianna, Mendoza Jorge. (2018)

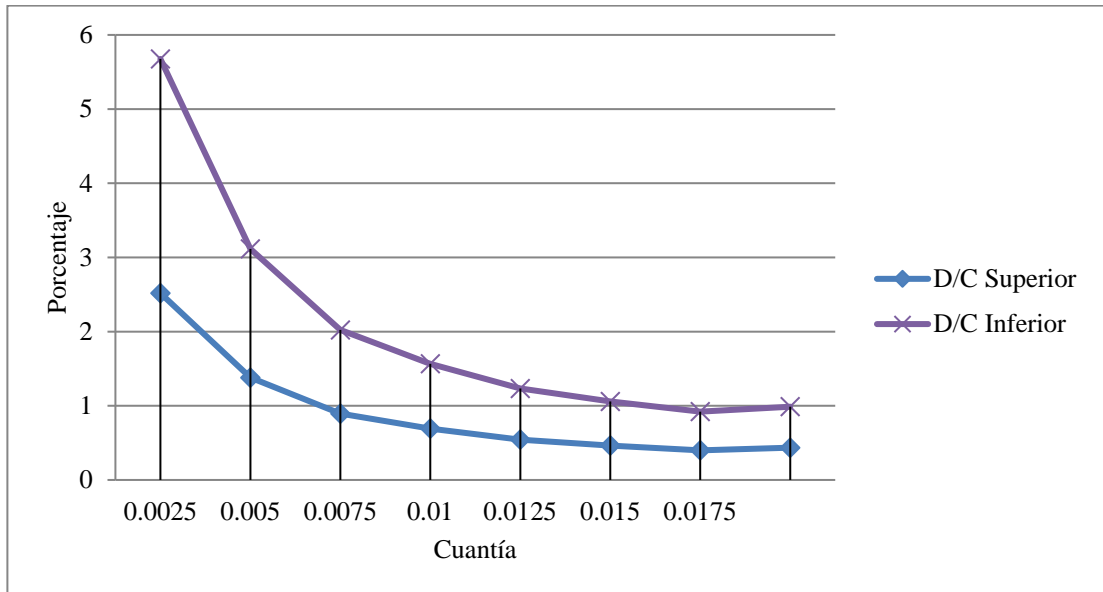
Si el resultado queda por encima del C límite, se requerirá de Elementos de Borde.

Cuadro 3. Demanda – Capacidad de Muro Rectangular.

| | Locación | D/C |
|-----------|----------|-------|
| 0,0175 | Superior | 0,399 |
| | Inferior | 0,921 |
| 0,015 | Superior | 0,464 |
| | Inferior | 1,058 |
| 0,0125 | Superior | 0,544 |
| | Inferior | 1,233 |
| 0,01 | Superior | 0,692 |
| | Inferior | 1,566 |
| 0,0075 | Superior | 0,894 |
| | Inferior | 2,022 |
| 0,005 | Superior | 1,379 |
| | Inferior | 3,115 |
| 0,0025 | Superior | 2,518 |
| | Inferior | 5,676 |
| Calculada | Superior | 0,435 |
| | Inferior | 0,988 |

Fuente: Flores A, Mendoza J. (2018)

Gráfica 2. Variación de Demanda – Capacidad del Muro Rectangular.



Fuente: Flores Arianna, Mendoza Jorge. (2018)

Cuadro 4. Profundidad del Eje Neutro de Muro tipo T.

| | Muro | Locación | C (m) | C límite (m) | |
|--------|---------|----------|-------|--------------|---------|
| 0,0175 | Con Ala | Superior | Izq | 0,0984 | 0,45778 |
| | | | Der | 0,8609 | |
| | | Inferior | Izq | 0,10809 | |
| | | | Der | 0,95567 | |
| 0,015 | Con Ala | Superior | Izq | 0,09126 | 0,45778 |
| | | | Der | 0,84443 | |
| | | Inferior | Izq | 0,10101 | |
| | | | Der | 0,94706 | |
| 0,0125 | Con Ala | Superior | Izq | 0,0845 | 0,45778 |
| | | | Der | 0,82347 | |
| | | Inferior | Izq | 0,09426 | |
| | | | Der | 0,9358 | |

Cuadro 4. (Cont.)

| | | | | | |
|-----------|---------|----------|-----|---------|---------|
| 0,01 | Con Ala | Superior | Izq | 0,07648 | 0,45778 |
| | | | Der | 0,79708 | |
| | | Inferior | Izq | 0,08631 | |
| | | | Der | 0,92201 | |
| 0,0075 | Con Ala | Superior | Izq | 0,06975 | 0,45778 |
| | | | Der | 0,76978 | |
| | | Inferior | Izq | 0,07964 | |
| | | | Der | 0,90748 | |
| 0,005 | Con Ala | Superior | Izq | 0,06152 | 0,45778 |
| | | | Der | 0,73136 | |
| | | Inferior | Izq | 0,07148 | |
| | | | Der | 0,88583 | |
| 0,0025 | Con Ala | Superior | Izq | 0,22479 | 0,45778 |
| | | | Der | 0,92552 | |
| | | Inferior | Izq | 0,25251 | |
| | | | Der | 1,07842 | |
| Calculada | Con Ala | Superior | Izq | 0,07107 | 0,45778 |
| | | | Der | 0,56312 | |
| | | Inferior | Izq | 0,08109 | |
| | | | Der | 0,66827 | |
| 0,0175 | Sin Ala | Superior | Izq | 0,68774 | 0,45778 |
| | | | Der | 0,68774 | |
| | | Inferior | Izq | 0,79516 | |
| | | | Der | 0,79516 | |

Cuadro 4. (Cont.)

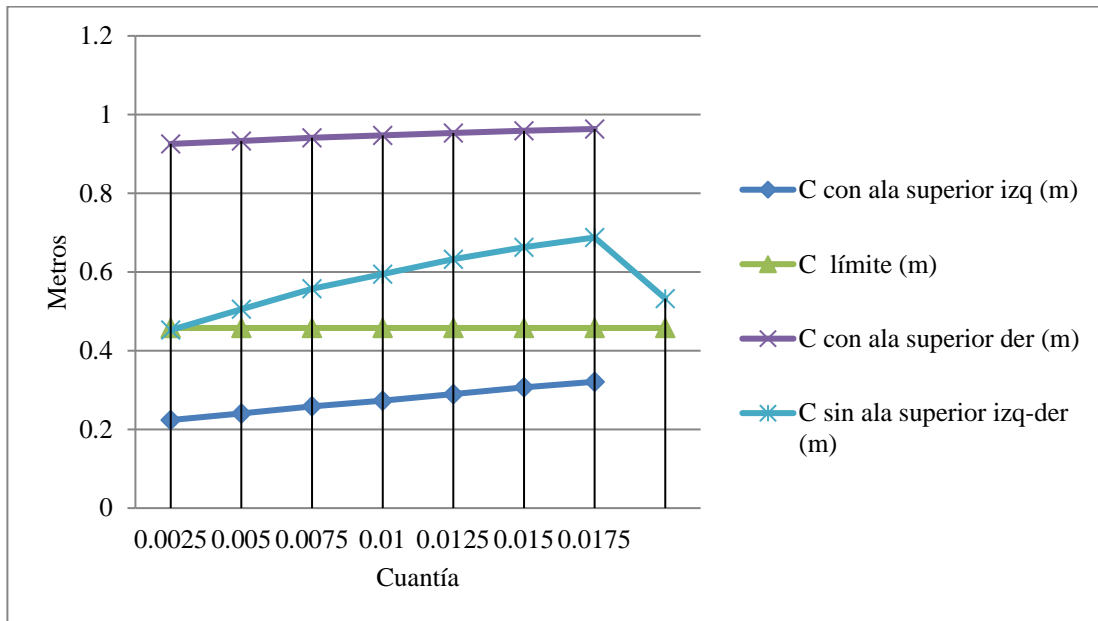
| | | | | | |
|--------|---------|----------|-----|---------|---------|
| 0,015 | Sin Ala | Superior | Izq | 0,66287 | 0,45778 |
| | | | Der | 0,66287 | |
| | | Inferior | Izq | 0,76902 | |
| | | | Der | 0,76902 | |
| 0,0125 | Sin Ala | Superior | Izq | 0,63246 | 0,45778 |
| | | | Der | 0,63246 | |
| | | Inferior | Izq | 0,73383 | |
| | | | Der | 0,73383 | |
| 0,01 | Sin Ala | Superior | Izq | 0,5946 | 0,45778 |
| | | | Der | 0,5946 | |
| | | Inferior | Izq | 0,69912 | |
| | | | Der | 0,69912 | |
| 0,0075 | Sin Ala | Superior | Izq | 0,55739 | 0,45778 |
| | | | Der | 0,55739 | |
| | | Inferior | Izq | 0,67048 | |
| | | | Der | 0,67048 | |
| 0,005 | Sin Ala | Superior | Izq | 0,50532 | 0,45778 |
| | | | Der | 0,50532 | |
| | | Inferior | Izq | 0,62978 | |
| | | | Der | 0,62978 | |
| 0,0025 | Sin Ala | Superior | Izq | 0,45259 | 0,45778 |
| | | | Der | 0,45259 | |
| | | Inferior | Izq | 0,59004 | |
| | | | Der | 0,59004 | |

Cuadro 4. (Cont.)

| | | | | | |
|-----------|---------|----------|-----|---------|---------|
| Calculada | Sin Ala | Superior | Izq | 0,53234 | 0,45778 |
| | | | Der | 0,53234 | |
| | | Inferior | Izq | 0,6401 | |
| | | | Der | 0,64601 | |

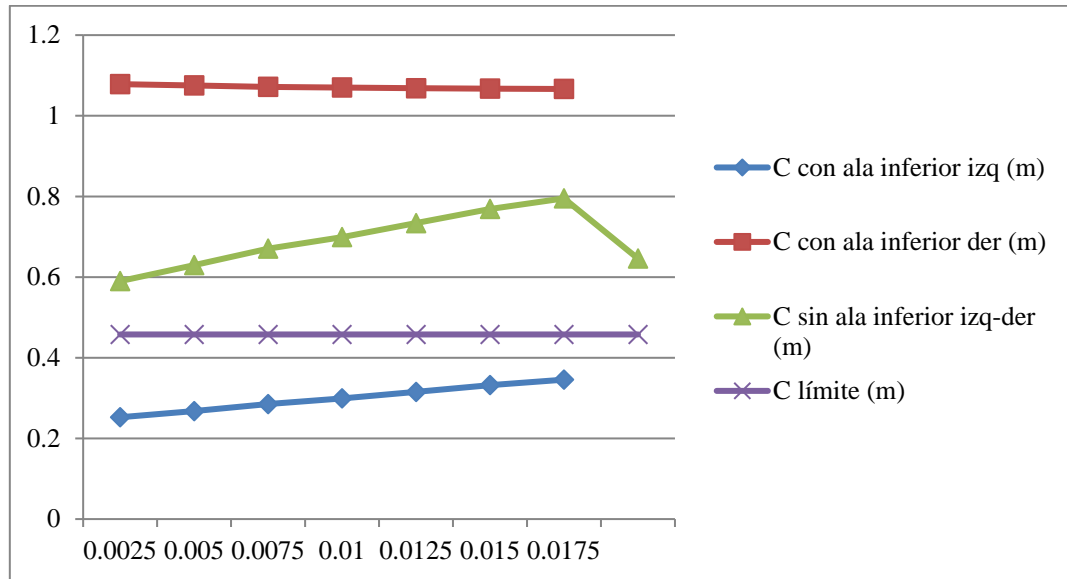
Fuente: Flores Arianna, Mendoza Jorge. (2018)

Gráfica 3. Verificación de la necesidad de incorporar Elementos de Borde para sección T en la parte superior.



Fuente: Flores Arianna, Mendoza Jorge. (2018)

Gráfica 4. Verificación de la necesidad de incorporar Elementos de Borde para sección T en la parte inferior.



Fuente: Flores Arianna, Mendoza Jorge. (2018)

Cuadro 5. Demanda – C de Muro tipo T.

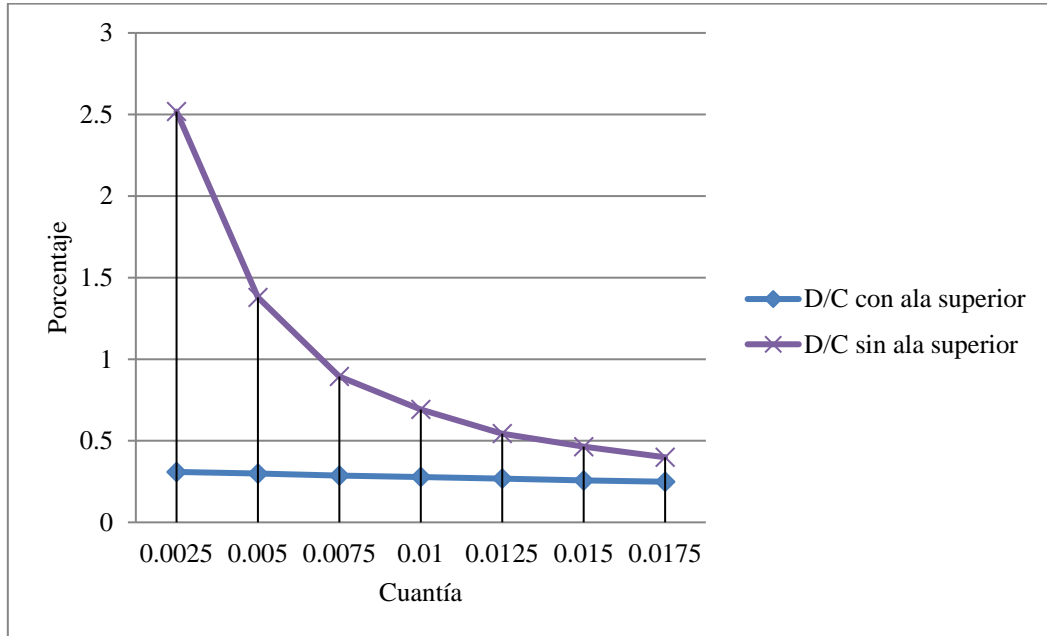
| | Muro | Locación | D/C |
|--------|---------|----------|-------|
| 0,0175 | Con Ala | Superior | 0,38 |
| | | Inferior | 0,806 |
| 0,015 | Con Ala | Superior | 0,406 |
| | | Inferior | 0,861 |
| 0,0125 | Con Ala | Superior | 0,265 |
| | | Inferior | 0,916 |
| 0,01 | Con Ala | Superior | 0,279 |
| | | Inferior | 0,79 |
| 0,0075 | Con Ala | Superior | 0,293 |
| | | Inferior | 0,782 |
| 0,005 | Con Ala | Superior | 0,335 |
| | | Inferior | 0,863 |

Cuadro 5. (Cont.)

| | | | |
|-----------|---------|----------|-------|
| 0,0025 | Con Ala | Superior | 0,309 |
| | | Inferior | 0,53 |
| 0,0175 | Sin Ala | Superior | 0,399 |
| | | Inferior | 0,921 |
| 0,015 | Sin Ala | Superior | 0,464 |
| | | Inferior | 1,058 |
| 0,0125 | Sin Ala | Superior | 0,544 |
| | | Inferior | 1,233 |
| 0,01 | Sin Ala | Superior | 0,692 |
| | | Inferior | 1,566 |
| 0,0075 | Sin Ala | Superior | 0,894 |
| | | Inferior | 2,022 |
| 0,005 | Sin Ala | Superior | 1,379 |
| | | Inferior | 3,115 |
| 0,0025 | Sin Ala | Superior | 2,518 |
| | | Inferior | 5,676 |
| Calculada | Con Ala | Superior | 0,294 |
| | | Inferior | 0,791 |
| Calculada | Sin Ala | Superior | 0,435 |
| | | Inferior | 0,988 |

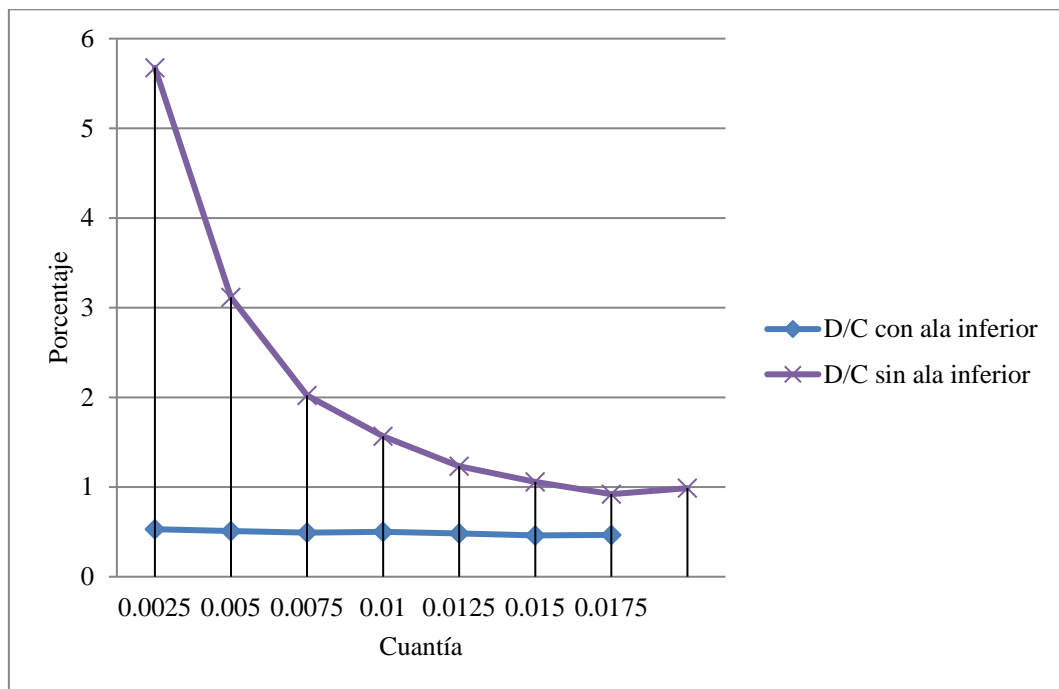
Fuente: Flores Arianna, Mendoza Jorge. (2018)

Gráfica 5. Variación de Demanda – Capacidad superior del Muro tipo T.



Fuente: Flores Arianna, Mendoza Jorge. (2018)

Gráfica 6. Variación de Demanda – Capacidad inferior del Muro tipo T.



Fuente: Flores Arianna, Mendoza Jorge. (2018)

Cuadro 6. Profundidad del Eje Neutro de Muro tipo Cruz.

| Cuant | Muro | Locación | | C (m) | C límite (m) |
|--------|---------|----------|-----|---------|--------------|
| 0,0175 | Con Ala | Superior | Izq | 1,34618 | 0,915556 |
| | | | Der | 1,34618 | |
| | | Inferior | Izq | 1,35457 | |
| | | | Der | 1,35457 | |
| 0,015 | Con Ala | Superior | Izq | 1,30678 | 0,915556 |
| | | | Der | 1,30678 | |
| | | Inferior | Izq | 1,3156 | |
| | | | Der | 1,3156 | |
| 0,0125 | Con Ala | Superior | Izq | 1,26328 | 0,915556 |
| | | | Der | 1,26328 | |
| | | Inferior | Izq | 1,27259 | |
| | | | Der | 1,27259 | |
| 0,01 | Con Ala | Superior | Izq | 1,21572 | 0,915556 |
| | | | Der | 1,21572 | |
| | | Inferior | Izq | 1,22556 | |
| | | | Der | 1,22556 | |
| 0,0075 | Con Ala | Superior | Izq | 1,15731 | 0,915556 |
| | | | Der | 1,15731 | |
| | | Inferior | Izq | 1,16779 | |
| | | | Der | 1,16779 | |
| 0,005 | Con Ala | Superior | Izq | 1,09547 | 0,915556 |
| | | | Der | 1,09547 | |
| | | Inferior | Izq | 1,12142 | |
| | | | Der | 1,12142 | |

Cuadro 6. (Cont.)

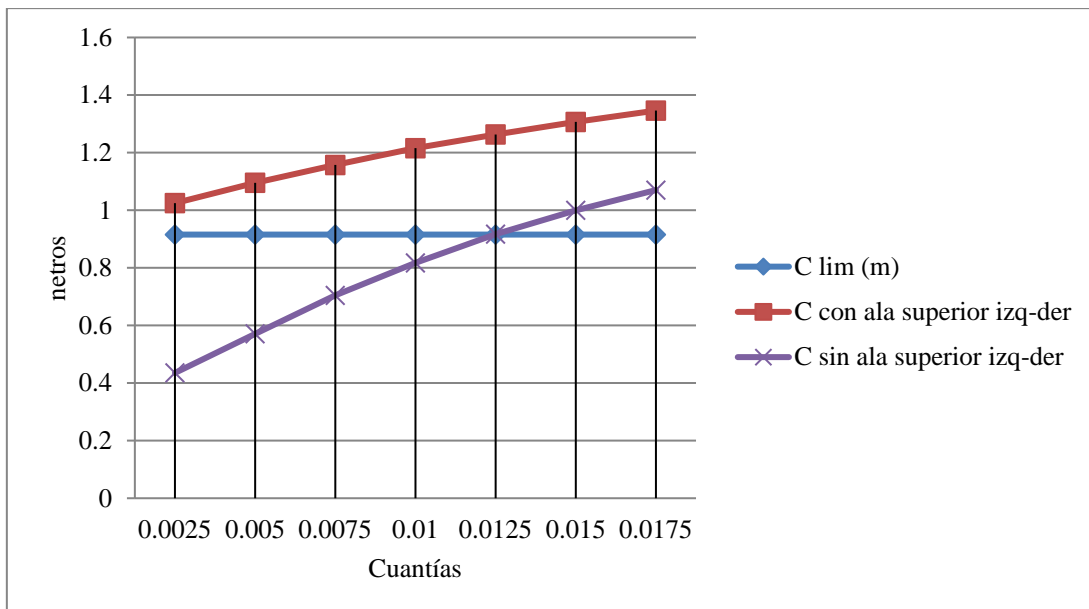
| | | | | | |
|--------|---------|----------|-----|---------|----------|
| 0,0025 | Con Ala | Superior | Izq | 1,02476 | 0,915556 |
| | | | Der | 1,02476 | |
| | | Inferior | Izq | 1,0525 | |
| | | | Der | 1,0525 | |
| 0,0175 | Sin Ala | Superior | Izq | 1,07016 | 0,915556 |
| | | | Der | 1,07016 | |
| | | Inferior | Izq | 1,08123 | |
| | | | Der | 1,08123 | |
| 0,015 | Sin Ala | Superior | Izq | 0,99971 | 0,915556 |
| | | | Der | 0,99971 | |
| | | Inferior | Izq | 1,01151 | |
| | | | Der | 1,01151 | |
| 0,0125 | Sin Ala | Superior | Izq | 0,91709 | 0,915556 |
| | | | Der | 0,91709 | |
| | | Inferior | Izq | 0,92978 | |
| | | | Der | 0,92978 | |
| 0,01 | Sin Ala | Superior | Izq | 0,81729 | 0,915556 |
| | | | Der | 0,81729 | |
| | | Inferior | Izq | 0,84931 | |
| | | | Der | 0,84931 | |
| 0,0075 | Sin Ala | Superior | Izq | 0,70462 | 0,915556 |
| | | | Der | 0,70462 | |
| | | Inferior | Izq | 0,73945 | |
| | | | Der | 0,73945 | |

Cuadro 6. (Cont.)

| | | | | | |
|--------|---------|----------|-----|---------|----------|
| 0,005 | Sin Ala | Superior | Izq | 0,57099 | 0,915556 |
| | | | Der | 0,57099 | |
| | | Inferior | Izq | 0,60915 | |
| | | | Der | 0,60915 | |
| 0,0025 | Sin Ala | Superior | Izq | 0,43518 | 0,915556 |
| | | | Der | 0,43518 | |
| | | Inferior | Izq | 0,45276 | |
| | | | Der | 0,45276 | |

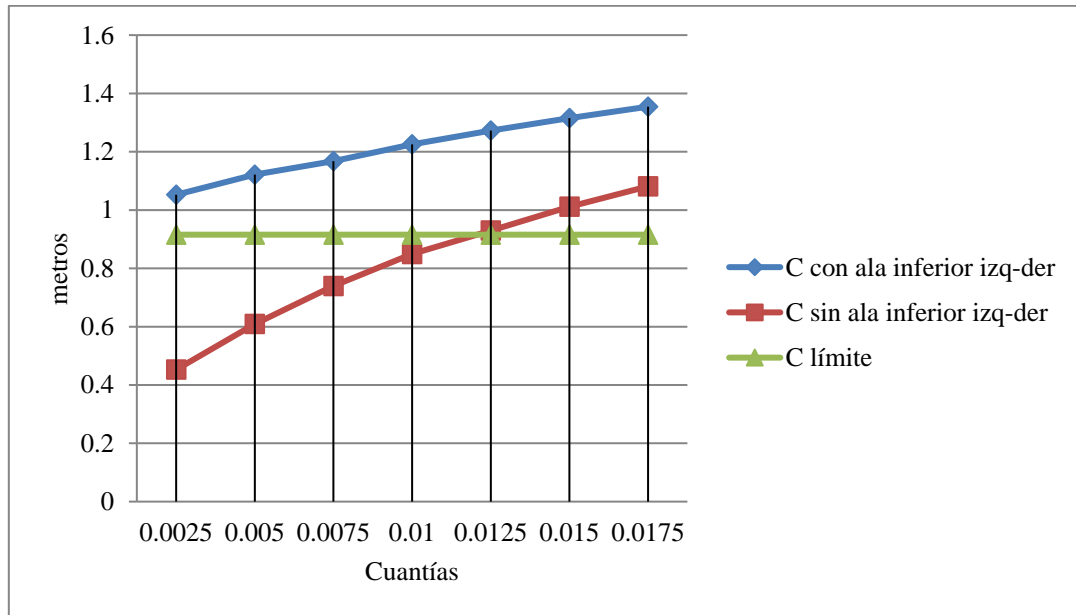
Fuente: Flores A, Mendoza J. (2018)

Gráfica 7. Verificación de la necesidad de incorporar Elementos de Borde en la parte superior para sección Cruz.



Fuente: Flores Arianna, Mendoza Jorge. (2018)

Gráfica 8. Verificación de la necesidad de incorporar Elementos de Borde en la parte inferior para sección Cruz.



Fuente: Flores Arianna, Mendoza Jorge. (2018)

Cuadro 7. Demanda – Capacidad de Muro tipo Cruz

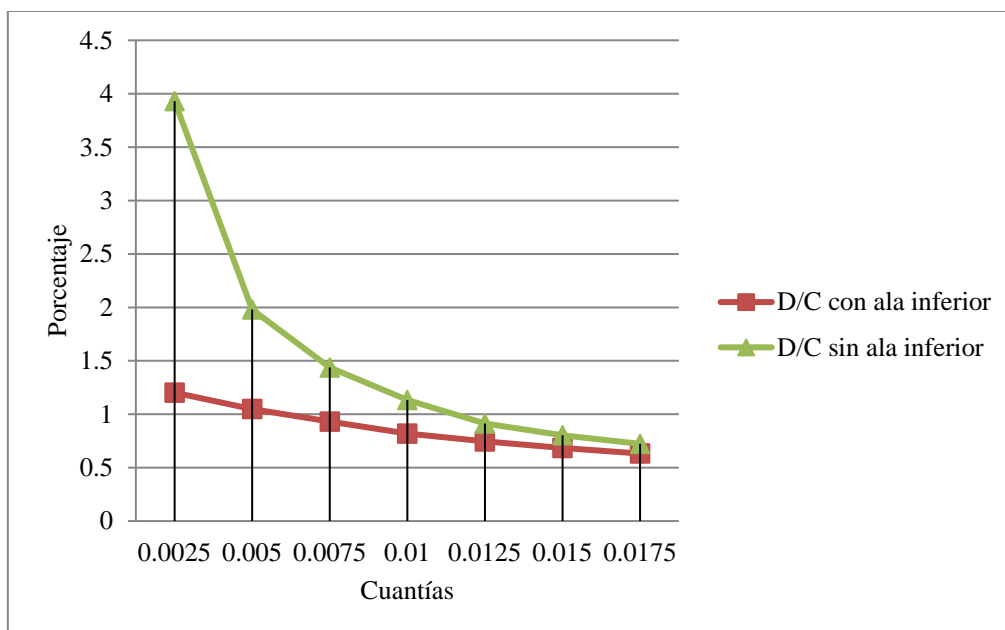
| | Muro | Locación | D/C |
|--------|---------|----------|-------|
| 0,0175 | Con Ala | Superior | 0,343 |
| | | Inferior | 0,632 |
| 0,015 | Con Ala | Superior | 0,36 |
| | | Inferior | 0,684 |
| 0,0125 | Con Ala | Superior | 0,388 |
| | | Inferior | 0,745 |
| 0,01 | Con Ala | Superior | 0,427 |
| | | Inferior | 0,819 |
| 0,0075 | Con Ala | Superior | 0,485 |
| | | Inferior | 0,931 |
| 0,005 | Con Ala | Superior | 0,547 |
| | | Inferior | 1,049 |
| 0,0025 | Con Ala | Superior | 0,626 |
| | | Inferior | 1,202 |

Cuadro 7. (Cont.)

| | | | |
|--------|---------|----------|-------|
| 0,0175 | Sin Ala | Superior | 0,37 |
| | | Inferior | 0,723 |
| 0,015 | Sin Ala | Superior | 0,41 |
| | | Inferior | 0,803 |
| 0,0125 | Sin Ala | Superior | 0,461 |
| | | Inferior | 0,913 |
| 0,01 | Sin Ala | Superior | 0,553 |
| | | Inferior | 1,133 |
| 0,0075 | Sin Ala | Superior | 0,7 |
| | | Inferior | 1,437 |
| 0,005 | Sin Ala | Superior | 0,962 |
| | | Inferior | 1,98 |
| 0,0025 | Sin Ala | Superior | 1,817 |
| | | Inferior | 3,93 |

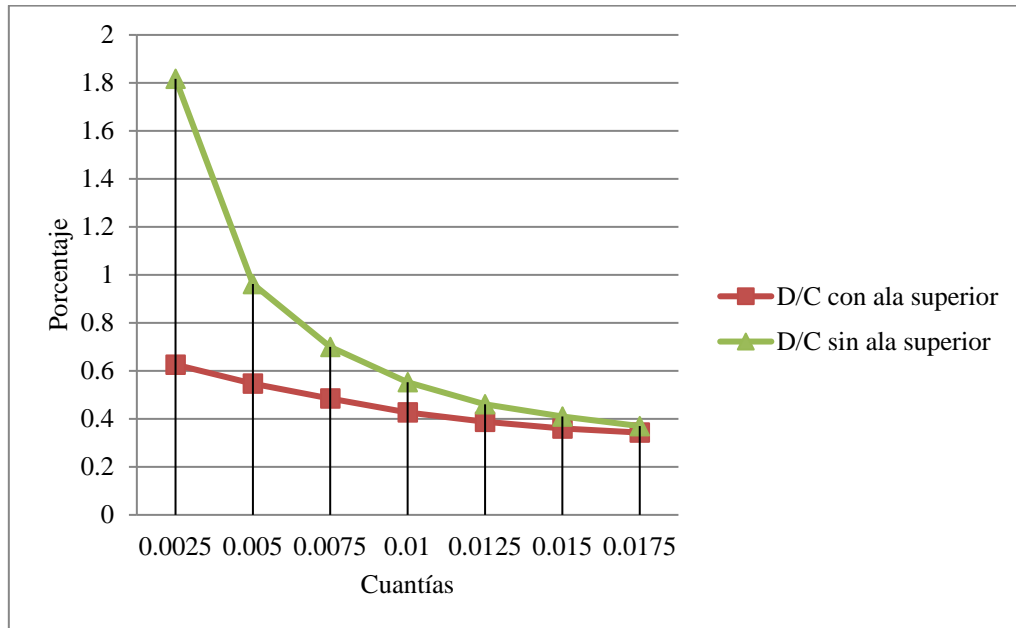
Fuente: Flores Arianna, Mendoza Jorge. (2018)

Gráfica 9. Variación de Demanda – Capacidad superior del Muro tipo Cruz.



Fuente: Flores Arianna, Mendoza Jorge. (2018)

Gráfica 10. Variación de Demanda – Capacidad inferior del Muro tipo Cruz.



Fuente: Flores Arianna, Mendoza Jorge. (2018)

Cuadro 8. Profundidad del Eje Neutro de Muro tipo L.

| | Muro | Locación | | C (m) | C límite (m) |
|--------|---------|----------|-----|---------|--------------|
| 0,0175 | Con Ala | Arriba | Izq | 0,80434 | 0,45778 |
| | | | Der | 0,09573 | |
| | | Abajo | Izq | 0,86191 | |
| | | | Der | 0,10211 | |
| 0,015 | Con Ala | Arriba | Izq | 0,78709 | 0,45778 |
| | | | Der | 0,08878 | |
| | | Abajo | Izq | 0,84906 | |
| | | | Der | 0,0952 | |

Cuadro 8. (Cont.)

| | | | | | |
|--------|---------|--------|-----|---------|---------|
| 0,0125 | Con Ala | Arriba | Izq | 0,76468 | 0,45778 |
| | | | Der | 0,08069 | |
| | | Abajo | Izq | 0,83221 | |
| | | | Der | 0,08719 | |
| 0,01 | Con Ala | Arriba | Izq | 0,73795 | 0,45778 |
| | | | Der | 0,07279 | |
| | | Abajo | Izq | 0,81224 | |
| | | | Der | 0,07933 | |
| 0,0075 | Con Ala | Arriba | Izq | 0,71199 | 0,45778 |
| | | | Der | 0,06615 | |
| | | Abajo | Izq | 0,79185 | |
| | | | Der | 0,07273 | |
| 0,005 | Con Ala | Arriba | Izq | 0,24692 | 0,45778 |
| | | | Der | 0,63656 | |
| | | Abajo | Izq | 0,28101 | |
| | | | Der | 0,71735 | |
| 0,0025 | Con Ala | Arriba | Izq | 0,37513 | 0,45778 |
| | | | Der | 0,37513 | |
| | | Abajo | Izq | 0,46812 | |
| | | | Der | 0,46812 | |
| 0,0175 | Sin Ala | Arriba | Izq | 0,64091 | 0,45778 |
| | | | Der | 0,64091 | |
| | | Abajo | Izq | 0,69713 | |
| | | | Der | 0,69713 | |

Cuadro 8. (Cont.)

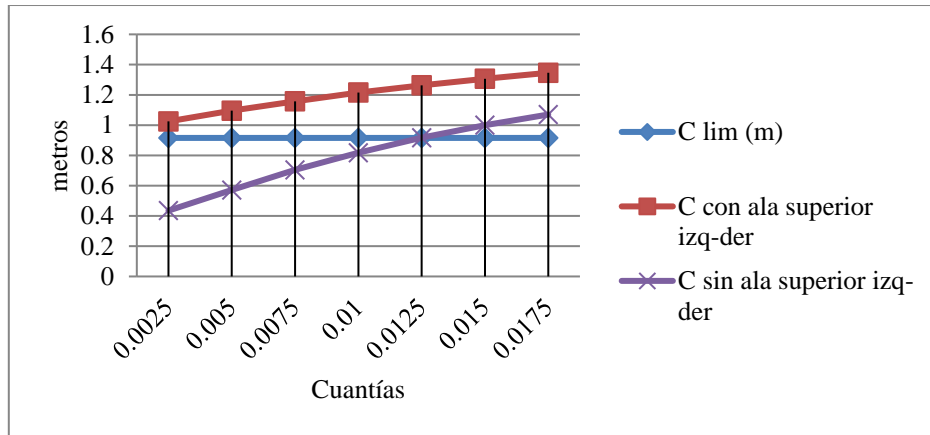
| | | | | | |
|--------|---------|--------|-----|---------|---------|
| 0,015 | Sin Ala | Arriba | Izq | 0,61286 | 0,45778 |
| | | | Der | 0,61286 | |
| | | Abajo | Izq | 0,6729 | |
| | | | Der | 0,6729 | |
| 0,0125 | Sin Ala | Arriba | Izq | 0,76478 | 0,45778 |
| | | | Der | 0,08069 | |
| | | Abajo | Izq | 0,83221 | |
| | | | Der | 0,08719 | |
| 0,01 | Sin Ala | Arriba | Izq | 0,53577 | 0,45778 |
| | | | Der | 0,53577 | |
| | | Abajo | Izq | 0,60639 | |
| | | | Der | 0,60639 | |
| 0,0075 | Sin Ala | Arriba | Izq | 0,49375 | 0,45778 |
| | | | Der | 0,49375 | |
| | | Abajo | Izq | 0,57015 | |
| | | | Der | 0,57015 | |
| 0,005 | Sin Ala | Arriba | Izq | 0,43504 | 0,45778 |
| | | | Der | 0,43504 | |
| | | Abajo | Izq | 0,51936 | |
| | | | Der | 0,51936 | |
| 0,0025 | Sin Ala | Arriba | Izq | 0,37513 | 0,45778 |
| | | | Der | 0,37513 | |
| | | Abajo | Izq | 0,46812 | |
| | | | Der | 0,46812 | |

Cuadro 8. (Cont.)

| | | | | | |
|-----------|---------|--------|-----|---------|---------|
| Calculada | Sin Ala | Arriba | Izq | 0,49603 | 0,45778 |
| | | | Der | 0,50006 | |
| | | Abajo | Izq | 0,56841 | |
| | | | Der | 0,57159 | |

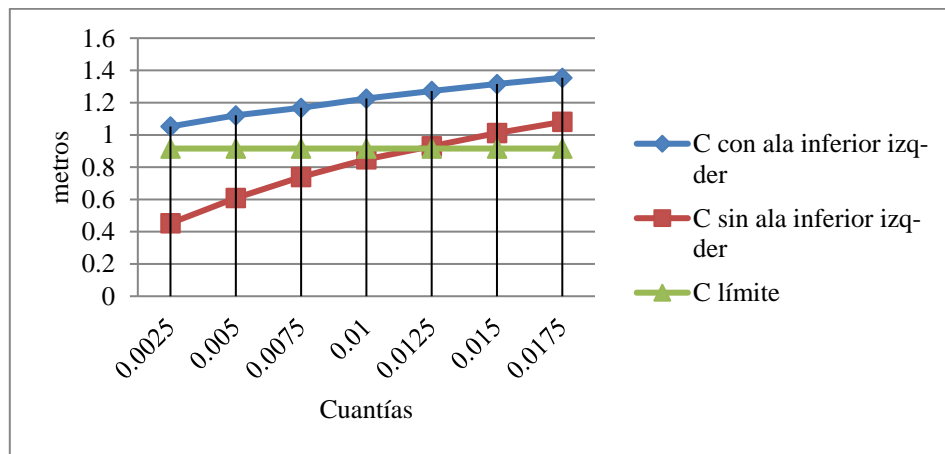
Fuente: Flores Arianna, Mendoza Jorge. (2018)

Gráfica 11. Verificación de la necesidad de incorporar Elementos de Borde en la parte superior para sección L.



Fuente: Flores Arianna, Mendoza Jorge. (2018)

Gráfica 12. Verificación de la necesidad de incorporar Elementos de Borde en la parte inferior para sección L.



Fuente: Flores Arianna, Mendoza Jorge. (2018)

Cuadro 9. Demanda – Capacidad de Muro tipo L.

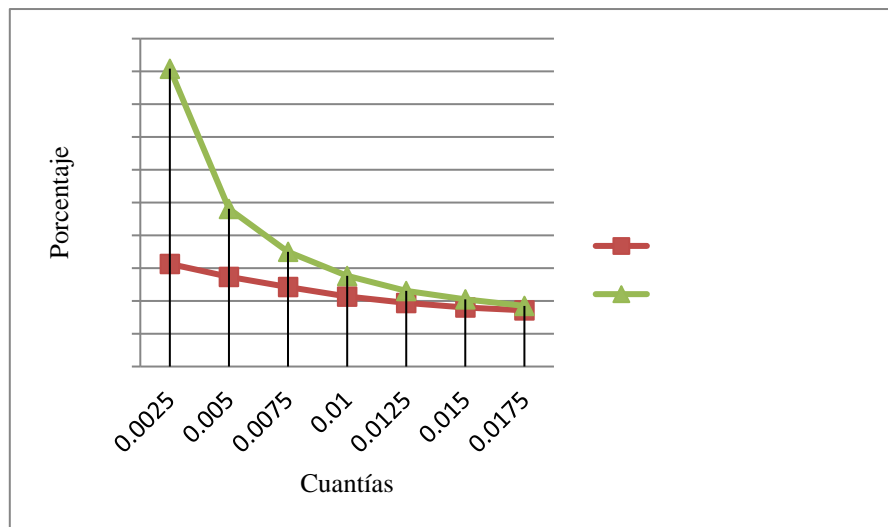
| | Muro | Locación | D/C |
|--------|---------|----------|-------|
| 0,0175 | Con Ala | Superior | 0,343 |
| | | Inferior | 0,632 |
| 0,015 | Con Ala | Superior | 0,36 |
| | | Inferior | 0,684 |
| 0,0125 | Con Ala | Superior | 0,388 |
| | | Inferior | 0,745 |
| 0,01 | Con Ala | Superior | 0,427 |
| | | Inferior | 0,819 |
| 0,0075 | Con Ala | Superior | 0,485 |
| | | Inferior | 0,931 |
| 0,005 | Con Ala | Superior | 0,547 |
| | | Inferior | 1,049 |
| 0,0025 | Con Ala | Superior | 0,626 |
| | | Inferior | 1,202 |
| 0,0175 | Sin Ala | Superior | 0,37 |
| | | Inferior | 0,723 |
| 0,015 | Sin Ala | Superior | 0,41 |
| | | Inferior | 0,803 |
| 0,0125 | Sin Ala | Superior | 0,461 |
| | | Inferior | 0,913 |
| 0,01 | Sin Ala | Superior | 0,553 |
| | | Inferior | 1,133 |
| 0,0075 | Sin Ala | Superior | 0,7 |
| | | Inferior | 1,437 |

Cuadro 9. (Cont.)

| | | | |
|--------|---------|----------|-------|
| 0,005 | Sin Ala | Superior | 0,962 |
| | | Inferior | 1,98 |
| 0,0025 | Sin Ala | Superior | 1,817 |
| | | Inferior | 3,93 |

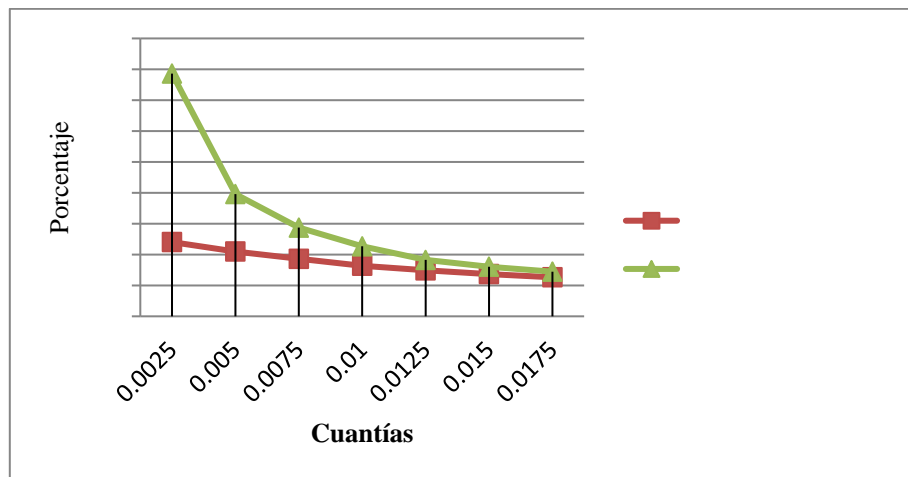
Fuente: Flores Arianna, Mendoza Jorge. (2018)

Gráfica 13. Variación de Demanda – Capacidad superior del Muro tipo L



Fuente: Flores Arianna, Mendoza Jorge. (2018)

Gráfica 14. Variación de Demanda – Capacidad inferior del Muro tipo L



Fuente: Flores Arianna, Mendoza Jorge. (2018)

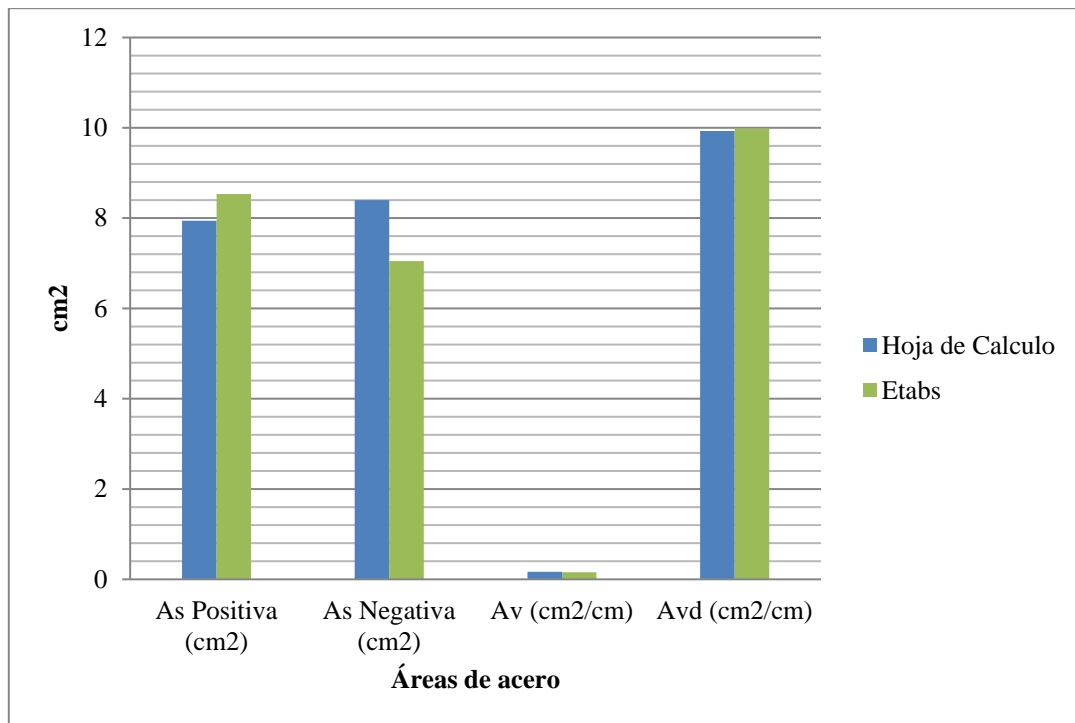
Para la comparación de resultados obtenidos de la hoja de cálculo para la viga de acople se presentan las siguientes tablas y gráficas:

Cuadro 10. Comparación de Resultados entre hoja de cálculo y el software.

| Sección Simplemente Armada | | Hoja de Cálculo | ETABS |
|----------------------------|--------------------------------|-----------------|----------|
| Flexión | As Positiva (cm ²) | 7,943 | 8,535 |
| | As Negativa (cm ²) | 8,399 | 7,047 |
| Corte | Vc (kgf) | 12211,412 | 12633,56 |
| | Vs (kgf) | 56866,921 | 53286,75 |
| | Av (cm ² /cm) | 0,167 | 0,156 |
| | Vlímited (kgf) | 35219,867 | 33958,95 |
| | Avd (cm ² /cm) | 9,928 | 9,984 |

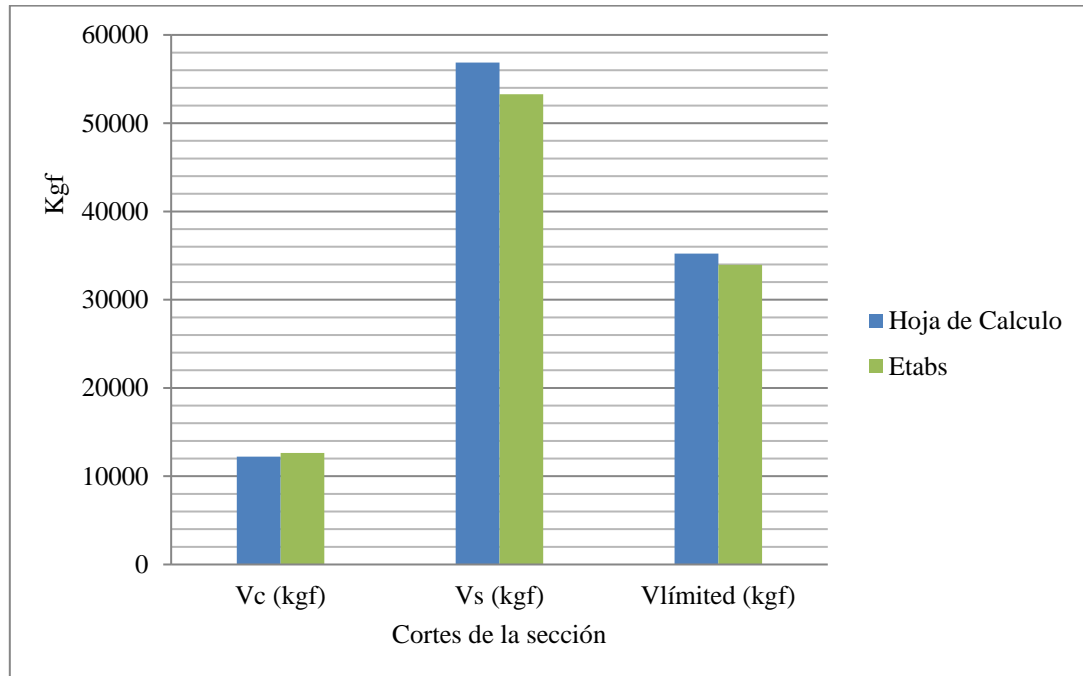
Fuente: Flores Arianna, Mendoza Jorge. (2018)

Gráfica 15. Variación de resultados para Áreas de Acero de Viga de Acople.



Fuente: Flores Arianna, Mendoza Jorge. (2018)

Gráfica 16. Variación de resultados para los Cortes de Viga de Acople.



Fuente: Flores Arianna, Mendoza Jorge. (2018)

4.4. Evaluar y analizar la confiabilidad y precisión del software de acuerdo a los resultados obtenidos con la aplicación de la metodología basada en el Código ACI 318-14.

Con el fin de conocer las posibles diferencias de resultados es necesario entender las diferencias entre ambos procedimientos, el software de última generación es una herramienta indispensable a la hora de ejecutar cálculos precisos por lo que posee la capacidad de ubicar aceros de refuerzo en la sección y la capacidad de deformarlos según sea el requerimiento de la falla y la profundidad del eje neutro, todo esto evaluado con el caso más crítico para el elemento o edificación.

Por otro lado la simplificación se basa en el principio de diseño de Muros de Corte T-C con la consideración de tomar el 25% de la altura total del muro para la contribución de las alas.

El software analiza cada sección rectangular de la edificación sin considerar el aporte de las alas, de esta manera para que el software tome en consideración las alas es necesario introducirlos manualmente en el “section designer” al igual que el acero de refuerzo distribuido en la sección. Esto aumenta la posibilidad de error en los cálculos.

En los resultados de la D/C de los muros tipo T y L se observa una variación atípica con respecto al aumento de las cuantías de las secciones, esto podría generarse por mal cálculo del usuario o por las aproximaciones que realiza el software.

Se observa también una disminución drástica en la relación D/C en las secciones en que se toma en cuenta el ala. Estas alas cuando se encuentran trabajando a compresión contribuyen tanto el concreto como el acero, pero al trabajar a tracción solo contribuyen el acero de refuerzo a la poca resistencia del concreto a la tracción, ocasionando que donde esté ubicada el ala haya momento a la resistencia de flexión en ese sentido.

Cuando se calcula la sección rectangular sin su ala, se requerirá de mayor cantidad de acero de refuerzo, mientras que al considerarse el ala los cálculos arrojan menos exigencia en el congestionamiento de acero, como aquellas secciones que cumplen con la cuantía mínima y que requieran acero de refuerzo adicional.

Con respecto a la profundidad del eje neutro C, se observan disminuciones a medida que se aumenta la cuantía de acero de la sección debido a la resultante a compresión del acero, lo que resulta en Elementos de Borde de menor longitud.

Es más conservador el diseño de una sección rectangular ya que se presenta mayor congestión de acero, pero a la hora de la construcción puede generar inconvenientes ya sea en el vaciado del concreto o en el costo de la fabricación.

Se observa una disminución en el requerimiento de la cantidad de acero cuando esté bien congestionado en los bordes, además estas barras ubicadas en las cercanías del eje neutro obtienen deformaciones unitarias pequeñas, lo que impide que desarrolle completamente sus esfuerzos. Al mismo tiempo con la poca distancia que hay entre las barras y el eje neutro se genera un momento relativamente pequeño comparándose con el que se origina como el refuerzo dispuesto en los bordes.

Estas barras ubicadas en los bordes ayudan en el confinamiento del elemento de borde.

Cuando el ala es excesivamente larga, en comparación al alma, el acero de refuerzo dispuesto en éste última del muro no contribuye en el aumento de la D/C.

CONCLUSIONES.

- El comportamiento de un muro estructural también depende del diseño de los miembros que los componen, como machones o vigas de acople, añadiendo ductilidad y rigidez. En ciertos casos estos miembros son obligatorios para poder obtener el máximo provecho de una sección o para poder adaptar las necesidades estructurales con las necesidades arquitectónicas, evitar desplazamientos diferenciales y evitar zonas frágiles en ciertas secciones.
- La viga de acople, que se encuentra en la unión de dos muros, absorbe un momento compartido en los muros acoplados y el de un muro con machones pueden presentar un comportamiento totalmente distinto ya que las vigas de acople por un parte es capaz de transportar corte de uno de los muros a otro. Este comportamiento permite que una sección trabaje a compresión y la otra a tracción, mientras que un muro con aberturas en una sola sección bajo las sollicitaciones de flexo-compresión, siendo los machones que tienen mayor sollicitación.
- El acero diagonal de la viga de acople es el encargado de absorber tanto tracción como compresión producto de los desplazamientos diferenciales entre la base y el tope de la viga, siendo necesario su empleo en zonas sísmicas para una correcta transmisión de cargas de un muro a otro.
- La metodología de diseño son modificaciones y adaptaciones de las ecuaciones y análisis a flexo-compresión, metodología del T-C donde los muros soportan cargas de momentos muy elevadas, y por otro lado la metodología de Paulay & Presley. Esta última funciona como chequeo de de secciones definidas en las que se desprecia la

colaboración del miembro central para secciones con ala y elementos de borde.

- La simplificación para el diseño de los muros de corte está basado entre los principios de Flexo-Compresión y Paulay y Presley se aplicó para el cálculo de muros con alas en una edificación tipo túnel. La excentricidad que resulta en los Muros de este tipo de edificación empleada en el estudio no son lo suficientemente grandes para entrar en el rango de diseño por flexión.
- Las contribuciones de las alas se pueden reducir los aceros distribuidos en las secciones hasta un 50% en las secciones T, mientras que en las secciones L y Cruz se reduce entre un 60% y un 65%. Tomando en cuenta la profundidad de los ejes neutros en las secciones en la zona donde se encuentra el ala podría aumentarse entre un 30% y una 40% el valor del eje neutro para compensar la resultante del ala en su lado opuesto.
- Cuando el congestionamiento en una de las direcciones de la planta es mayor que la otra cambia, en cierto modo, el comportamiento de la estructura despreciándose el aporte de rigidez de un muro ortogonal en dicha dirección con mayor rigidez.
- Pueden ocurrir desplazamientos diferenciales que son perjudiciales para la estabilidad de una estructura cuando se presenta un congestionamiento innecesario en una de las direcciones de la planta. Estos mismo desplazamientos se presentan si el empalme de refuerzo entre ala-alma de muro no se encuentren embebidos por lo menos 30 centímetros dentro de los elementos.
- En los muros que se presentan en una edificación tipo túnel son una solución económica, pero se debe tomar en cuenta que tienen una

ductilidad limitada y su armado es engorroso al presentarse elementos de borde debido a lo delgado que suelen ser estas secciones.

- La rigidez que aporta el ala de una sección puede despreciarse cuando no afecte la rigidez de los muros, pero resulta una distribución errónea de las cargas laterales que caen sobre la sección al eliminar una rigidez que si se encuentra en la sección. Algunos autores denominan como un sobredimensionado mientras que otro lo consideran trabajar de manera conservativa.
- Si el análisis del diseño de acero de refuerzo se realiza de manera individual daría como resultado una concentración de área de acero en las juntas ala-alma del muro lo cual es poco recomendado para el armado y vaciado de concreto de los Muros.
- El aporte de rigidez de un muro ortogonal en la dirección con mayor congestionamiento de muros presenta un comportamiento distinto al de las secciones tomadas para el cálculo.
- Para los resultados de la viga de acople, los resultados de área de acero son consistentes entre la hoja de cálculo y los resultados del software, no sobrepasan del 10% entra cada valor obtenido.

RECOMENDACIONES.

- Si se presenta una sección muy congestionada se puede tomar la contribución del ala al chequear si es posible la disminución de acero de refuerzo.
- Mantener los empalmes de las juntas embebidos al menos 30 centímetros dentro los elementos para garantizar un comportamiento correcto entre el ala y el alma del muro.
- Realizar investigaciones para el estudio del corte para secciones tipo cruz.
- Investigar el comportamiento y diseño de juntas entre alma y ala de muros.
- Ejecutar comparaciones del espesor mínimo de muros en edificaciones tipo túnel respecto a lineamientos de otros países.
- Analizar la transmisión de cargas de muros con alas a fundaciones y el diseño de su anclaje.
- Realizar investigaciones exhaustiva del comportamiento de vigas de acople.

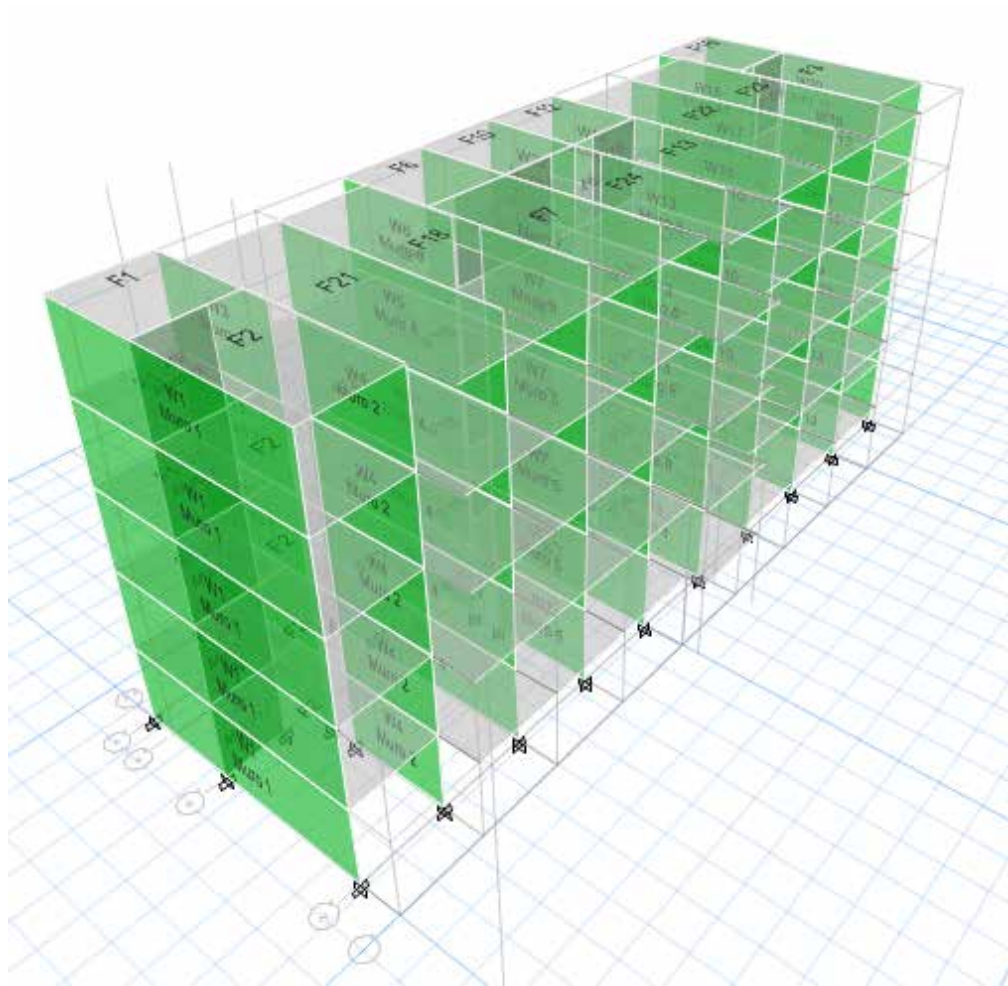
REFERENCIAS

- ACI 318 (2014). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-14). Norma. Farmington Hills. U.S.A.
- Alcocer, S. (1995). Comportamiento y Diseño de Estructuras de Concreto Reforzado – Muros Estructurales. Centro Nacional de Prevención de Desastres e Ingeniería.
- Arias, Fidias (2006). El Proyecto de Investigación: Introducción a la Metodología Científica. Editorial: Episteme. Quinta Edición. Caracas. Venezuela.
- Arteaga, Malavé (2016). Análisis Comparativo del Diseño de Muros Estructurales de Concreto Armado por las Normas FONDONORMA 1753:2006 Y ACI 318-14. Universidad de Carabobo. Naguanagua, Venezuela.
- Betancourt, Márquez (2016). Análisis Comparativo de los Diferentes Lineamientos Técnico Normativos para el Diseño Sismorresistente de Muros de Corte en Edificaciones de Concreto Reforzado. Universidad José Antonio Páez. Carabobo, Venezuela.
- Briceño. Carreras (2013). Análisis y Diseño de Muros Estructurales de Concreto considerando las experiencias de los terremotos de Chile 2010 y Nueva Zelanda 2011. Universidad Católica Andrés Bello. Distrito Capital, Venezuela.
- COVENIN-MINDUR (1756-2001): Edificaciones Sismorresistentes”. Norma. Caracas. Venezuela.
- COVENIN-MINDUR (2002-1988): “Criterios y Acciones Mínimas Para el Proyecto de Edificaciones”. Norma. Caracas. Venezuela.
- Fargier, L., (2010): “Concreto Armado, Comportamiento y Diseño”. Mérida. Venezuela.
- Fratelli, M. (1999). Diseño Estructural en Concreto Armado. Caracas,

Venezuela.

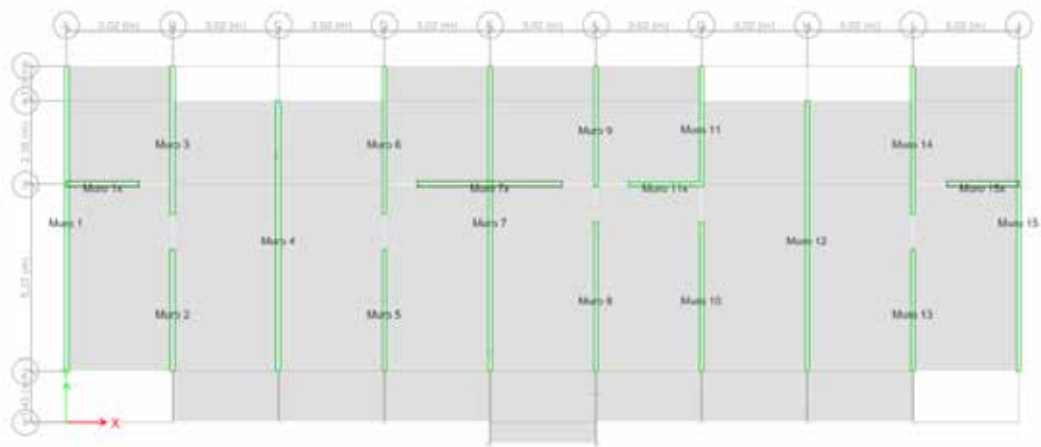
- Gallego, M. Sarria, A. (2009). El Concreto y su Comportamiento Patológico al Momento De Un Sismo. Editorial: Limusa. Primera Edición. México.
- Hernández (2016). Análisis Comparativo del Diseño Sismorresistente de Uniones Viga-Columna de Concreto Reforzado, a partir de los resultados por el Programa ETABS y una Metodología Propuesta. Universidad José Antonio Páez. Carabobo, Venezuela.
- Manual de Trabajos de Grado de Especialización y Maestrías y Tesis Doctorales de la Universidad Pedagógica Experimental Libertador (UPEL). Cuarta Edición. FEDUPEL. Caracas, 2006.
- McCormac, J. Brown, H. (2005). Diseño de Concreto Reforzado. Editorial: Alfaomega. Octava Edición. México.
- Meneses (2006). Análisis de Edificios de Hormigón Armado en Base a Pórticos Planos Acoplados a Muros de Altura Parcial. Universidad Austral de Chile. Valdivia, Chile.
- Montoya, P. (2000). Hormigón Armado. Editorial: Gustavo Gilli S.A. Décima Cuarta Edición. México.
- Park, R. Paulay, T. (1983). Estructuras de Concreto Reforzado. Editorial: Limusa. Cuarta Edición. México.
- Paulay, T. Priestley, M (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry buildings. Editorial: John Wiley & Sons. Primera Edición. Nueva York, Estados Unidos.
- Tamayo y Tamayo, M. (2008). Diccionario de Metodología de la Investigación Científica. México, Segunda Edición: Editorial Limusa.
- Vargas (2013). Análisis Estructural Estático y Dinámico Probabilista de Edificios de Hormigón Armado. Aspectos Metodológicos y Aplicaciones a la Evaluación del Daño. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona, España.

APÉNDICES.



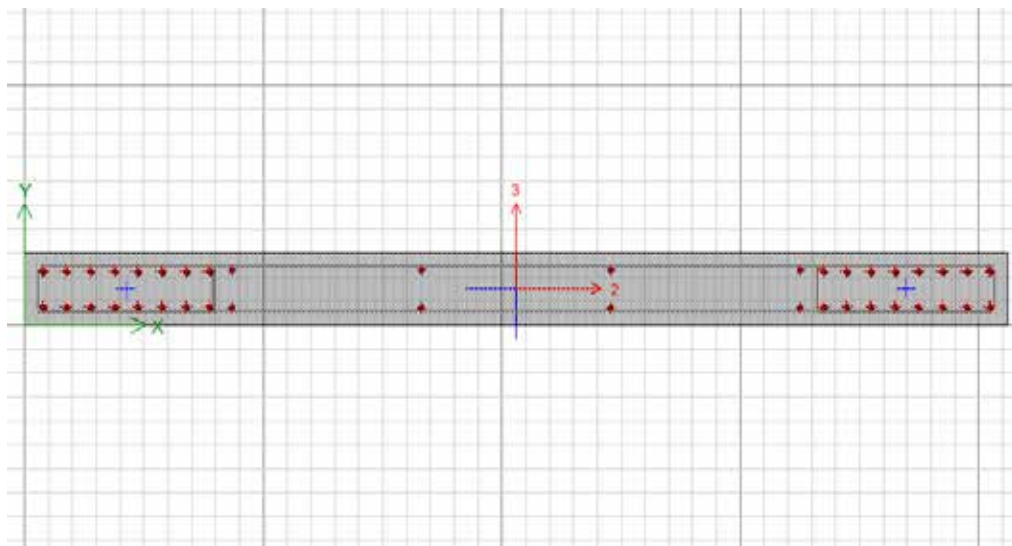
Apéndice A. Plano en 3-D de Edificación Tipo Túnel a Estudiar.

Fuente: Flores Arianna, Mendoza Jorge. (2018)



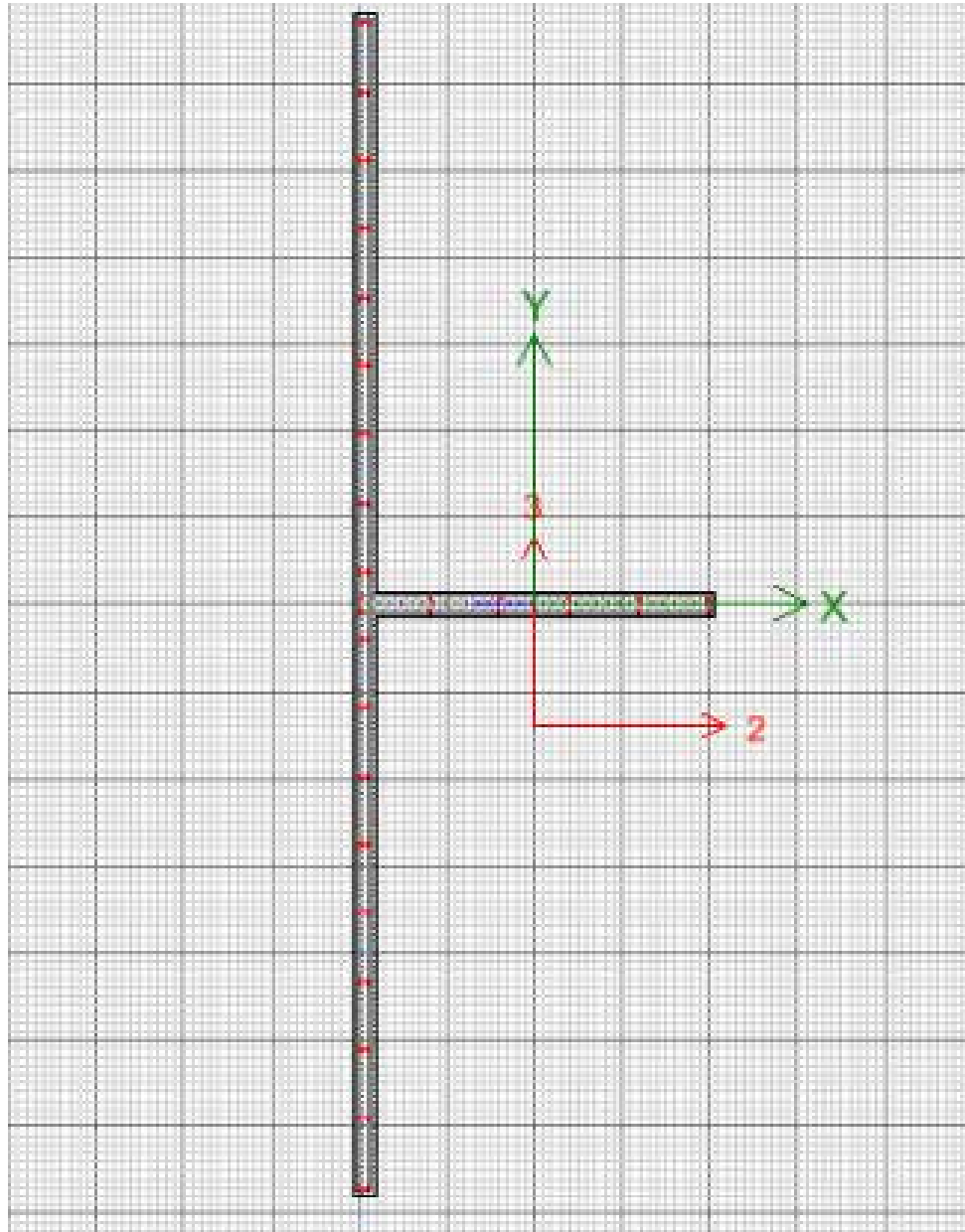
Apéndice B. Plano de Planta de Edificación Tipo Túnel a Estudiar.

Fuente: Flores Arianna, Mendoza Jorge. (2018)



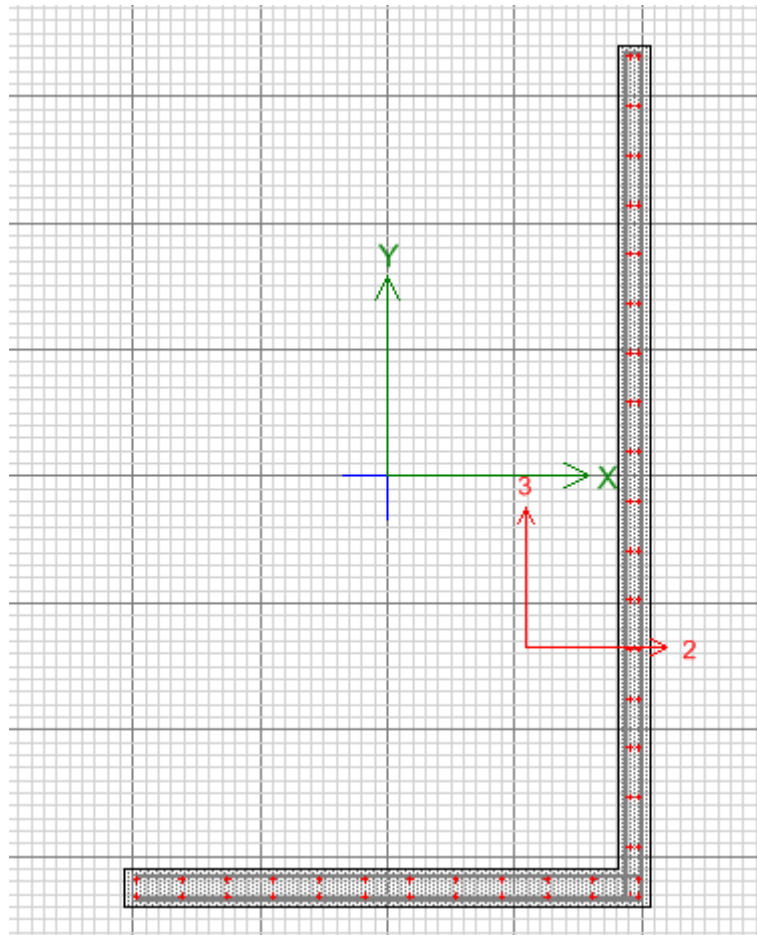
Apéndice C. Sección Rectangular del Muro 1 del Section Designer.

Fuente: Flores Arianna, Mendoza Jorge. (2018)



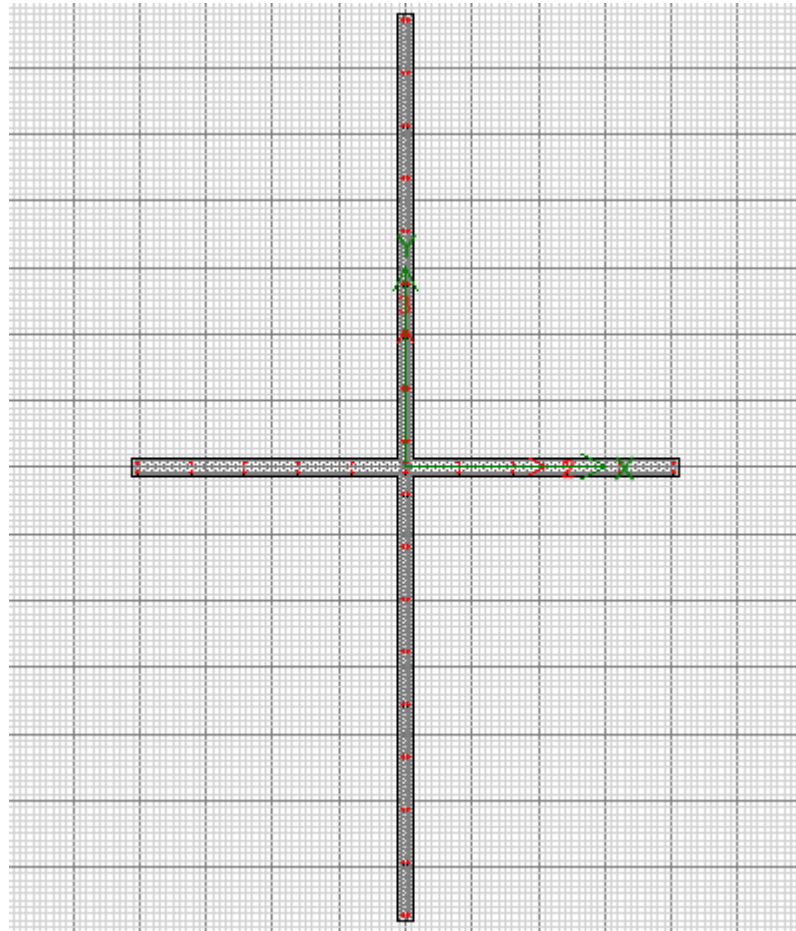
Apéndice D. Sección T con Contribución del 25% de la Altura Total del Muro1 del Section Designer.

Fuente: Flores Arianna, Mendoza Jorge. (2018)



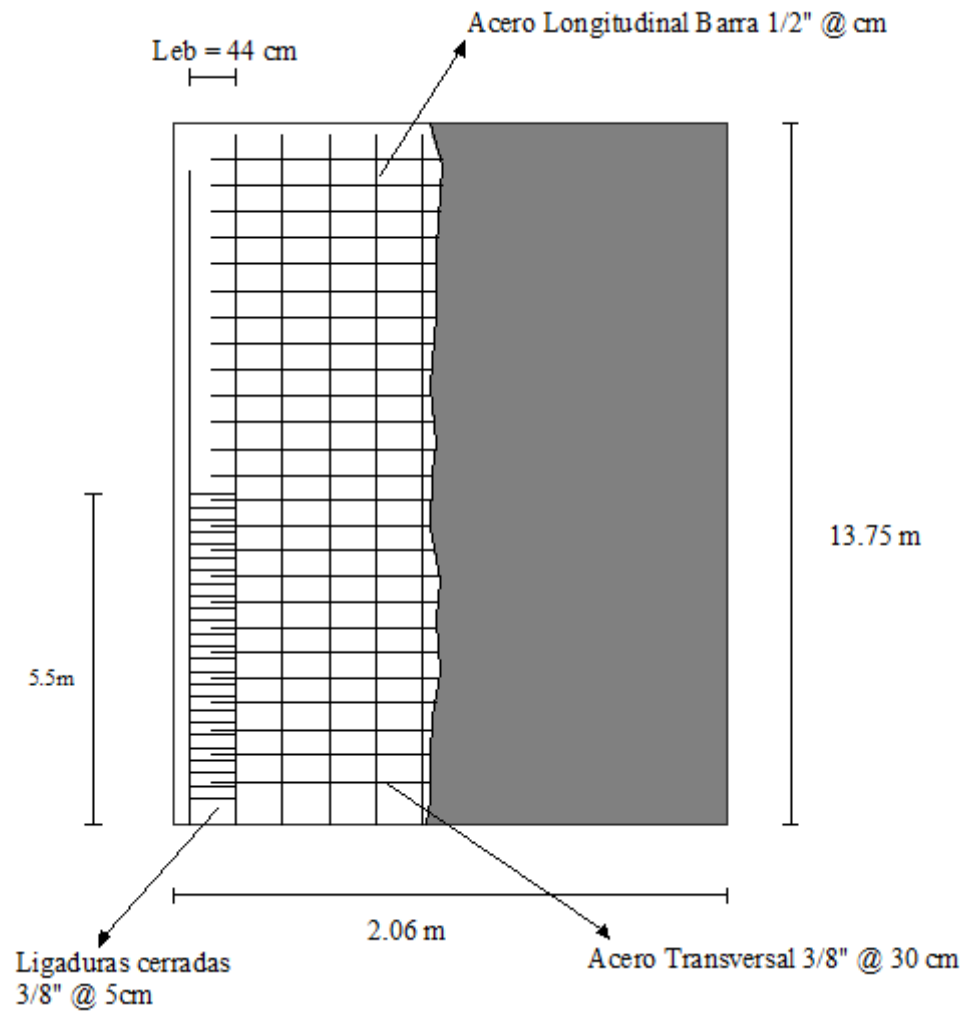
Apéndice E. Sección L con 25% de Contribución de la Altura Total del Muro11 del Section Designer.

Fuente: Flores Arianna, Mendoza Jorge. (2018)



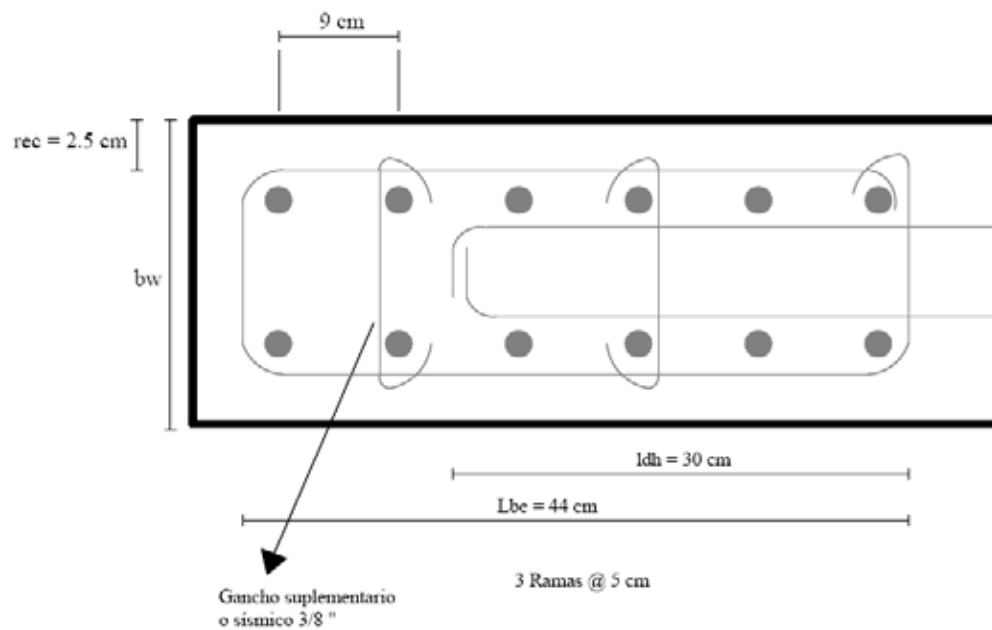
Apéndice F. Sección Cruz con 25% de Contribución de la Altura Total del Muro7 del Section Designer.

Fuente: Flores Arianna, Mendoza Jorge. (2018)



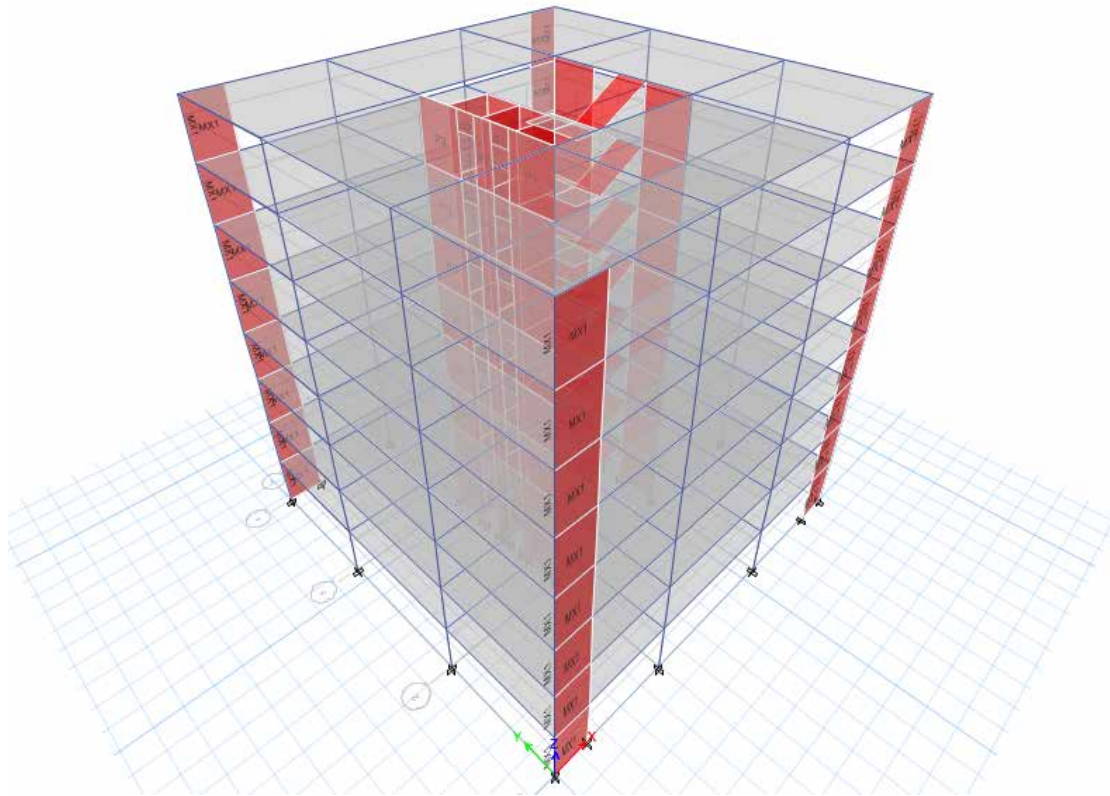
Apéndice G. Detallado de Acero Muros Rectangulares.

Fuente: Flores Arianna, Mendoza Jorge. (2018)



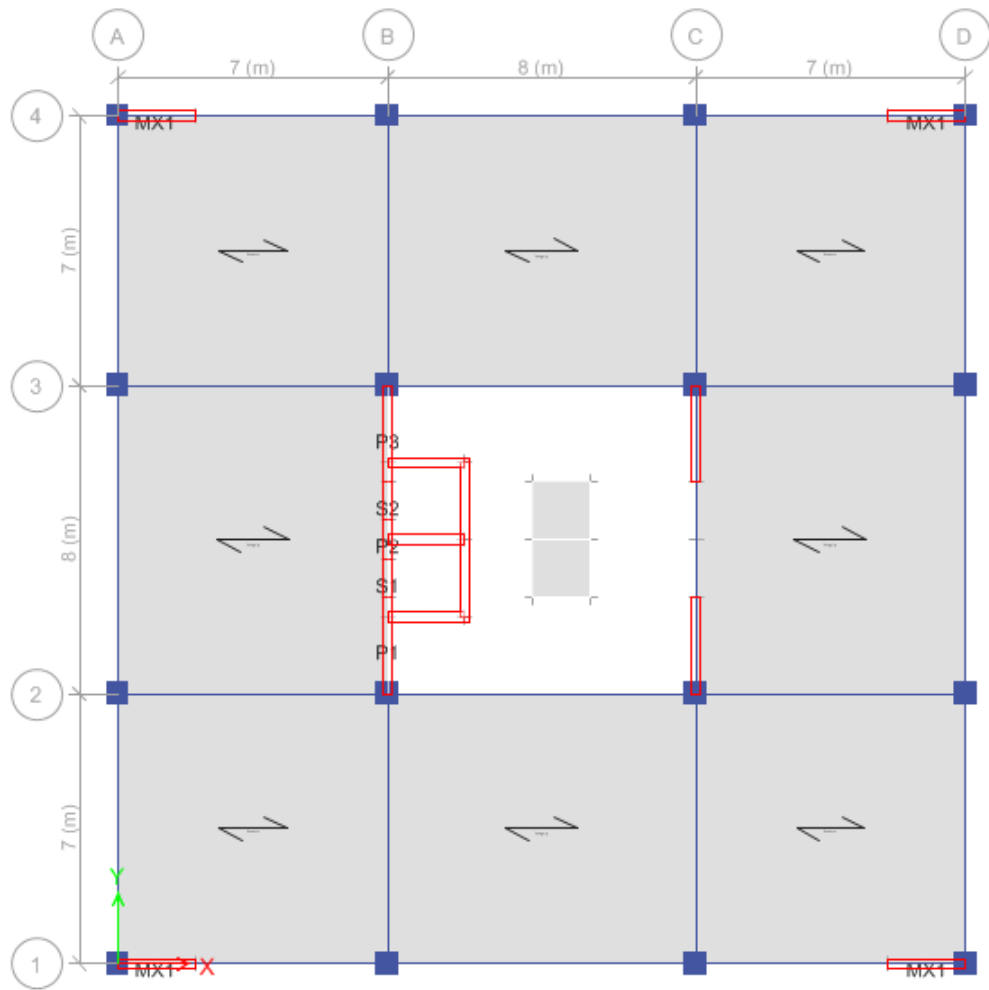
Apéndice H. Detallado de Elemento de Borde de Secciones Rectangulares

Fuente: Flores Arianna, Mendoza Jorge. (2018)



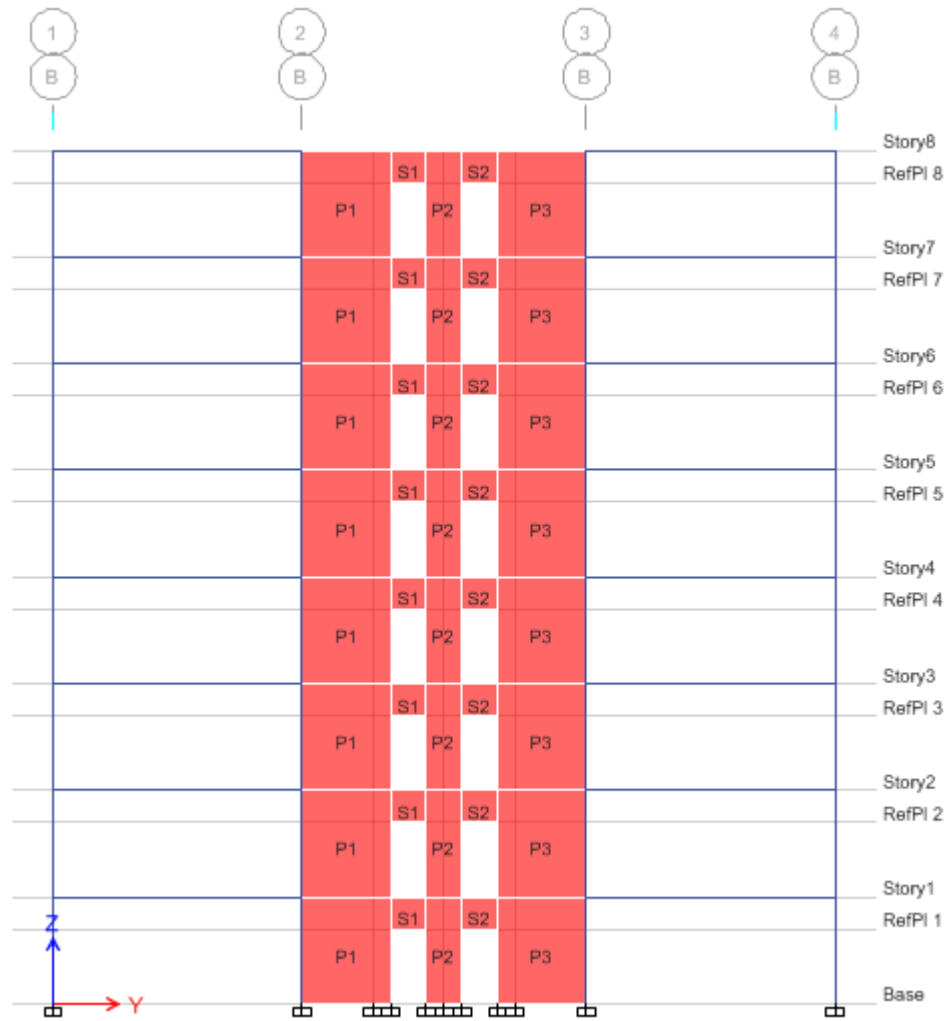
Apéndice I. Plano en 3-D de Edificación Tipo Spandrel a Estudiar.

Fuente: Flores Arianna, Mendoza Jorge. (2018)



Apéndice J. Plano de Planta de Edificación Tipo Spandrel a Estudiar.

Fuente: Flores Arianna, Mendoza Jorge. (2018)



Apéndice K. Vista de Elevación B de Edificación Tipo Spandrel a Estudiar.

Fuente: Flores Arianna, Mendoza Jorge. (2018)