



REPUBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA  
UNIVERSIDAD DE CARABOBO  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



## MANUAL DE CÁLCULO Y DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO

### AUTORES:

Bondarenko H., Slawko B.

García T., Iván A.

### TUTOR:

Ing. Quintana A., José A.

**Bárbula, Noviembre 2012**



REPUBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA  
UNIVERSIDAD DE CARABOBO  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



## MANUAL DE CÁLCULO Y DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO

Trabajo Especial de Grado Presentado ante la Ilustre Universidad de  
Carabobo para Optar por el Título de Ingeniero Civil

### **AUTORES:**

Bondarenko H., Slawko B.

García T., Iván A.

### **TUTOR:**

Ing. Quintana A., José A.

**Bárbula, Noviembre 2012**



REPUBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA  
UNIVERSIDAD DE CARABOBO  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



## CERTIFICADO DE APROBACIÓN

Los abajo firmantes, Miembros del Jurado designado para estudiar el Trabajo Especial de Grado titulado: **“MANUAL DE CÁLCULO Y DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO”**; realizado por los bachilleres: Bondarenko Slawko y García Iván, hacemos constar que hemos revisado y aprobado dicho trabajo.

---

Presidente del Jurado

José A. Quintana

---

Miembro del Jurado

Edson Martínez

---

Miembro del Jurado

Fernando Villalobos

## DEDICATORIA

*A Dios Todopoderoso por toda la fuerza y perseverancia que me ha otorgado para poder terminar con éxito el siguiente trabajo de investigación.*

*A mi Padre por ser la persona más importante en mi vida y por haber sembrado en mí el impulso de lograr mis metas.*

*A mis Hermanos mayores por ser mis ejemplos a seguir.*

*A mi novia por estar a mi lado apoyándome y ayudándome en todo.*

*A mi Cuñada que ya no está conmigo físicamente, pero siempre estará en mi corazón.*

*Y a toda mi familia, amigos y compañeros de estudio que de una u otra forma colaboraron en la realización de este trabajo de grado.*

**Slawko Basil Bondarenko Hernández**

## AGRADECIMIENTOS

*A Dios por permitirme ver el amanecer todos los días y permitirme formarme como ser humano y profesional.*

*A mi Papá que siempre ha sido el pilar fundamental de mi vida y le debo todo lo que soy y seré.*

*A mis Hermanos que me han apoyado incondicionalmente durante toda mi vida y más aun en estos años de mi carrera.*

*A mi madrastra que aunque no llevo su sangre ha sido como una madre para mí y me dio a tres hermanitos que son la luz de la familia.*

*A mi novia que durante estos años siempre me ha acompañado en las buenas y en las malas y su apoyo ha sido muy importante.*

*A mí cuñada Lorena que aunque no estés ya a mi lado este logro es en gran parte gracias a ti y siempre estarás presente.*

*A la Ing. Marlyn Silva que gracias a su orientación se logra este trabajo de grado.*

*A toda mi familia por el amor que me han dado y a mis amigos y compañeros por su solidaridad.*

*Sin ustedes, este logro no hubiese sido posible.....*

*Decir "Gracias" es poco para lo q se merecen.*

**Slawko Basil Bondarenko Hernández**

## DEDICATORIA

*A mis padres por brindarme la oportunidad de estudiar y de crecer como persona, por su apoyo incondicional, confianza y palabras de aliento.*

***Iván Alejandro García Tezzi***

## **AGRADECIMIENTOS**

*A Dios, por darme la oportunidad de seguir y completar las metas que yacen en mis pensamientos.*

*A mi familia, por siempre haberme dado un buen ejemplo de vida basado en perseverancia, entendimiento y amor, guiándome en cada paso que he dado, y motivándome cada día para lograr lo que muchas veces consideraba imposible.*

*A mis amigos, en los cuales muchas veces me apoye cuando mi espíritu recaía.*

***Iván Alejandro García Tezzi***



UNIVERSIDAD DE CARABOBO  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS



## MANUAL DE CÁLCULO Y DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO

Autores: Bondarenko Slawko y García Iván

Noviembre, 2012

### RESUMEN

A medida que el tiempo pasa, se ha hecho necesario el aprovechamiento de los espacios existentes, por lo que las edificaciones se hacen más altas y esbeltas, con esto surge la necesidad de utilizar elementos que contribuyan con rigidez y reducción de deformaciones; es por esto que los muros estructurales se han convertido en piezas fundamentales en el campo de la construcción moderna.

El objetivo de la investigación es proporcionar una herramienta que facilite el entendimiento y aplicación práctica de las disposiciones normativas actuales en lo que respecta a muros estructurales; este busca orientar fundamentalmente a estudiantes y profesionales vinculados con el diseño y cálculo de estructuras, permitiéndoles así realizar de forma sistematizada y simplificada el proceso de cálculo y diseño.

Este volumen se basa en la aplicación de las disposiciones de las normas “ACI 318-11 *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*” y “FONDONORMA 1753:2006 *Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural*”, ya que estas son las aplicadas por los ingenieros estructurales de nuestro país.

**PALABRAS:** Manual, muros estructurales.



## INDICE

INDICE DE TABLAS .....	12
INDICE DE FIGURAS.....	14
LISTA DE SIMBOLOS.....	18
INTRODUCCIÓN .....	21
CAPITULO I.....	24
EL PROBLEMA .....	24
<b>1.1 Planteamiento del Problema</b> .....	24
<b>1.2 Objetivos de la Investigación</b> .....	27
<b>1.3 Justificación</b> .....	28
<b>1.4 Alcance y Limitaciones</b> .....	29
CAPITULO II.....	31
MARCO TEORICO .....	31
2.1 Antecedentes de la Investigación.....	31
2.2 Muros Estructurales.....	35
2.3 Configuración y Ubicación de Muros Estructurales en Edificaciones .....	42
2.4 Tipos de Fallas en Muros Estructurales .....	48
2.5 Comportamiento de Muros Estructurales en Voladizo .....	50
2.6 Métodos de Análisis .....	56
2.7 Estimación de Fuerzas de Diseño.....	60
2.8 Dimensionamiento .....	62
2.9 Obtención del Acero de Refuerzo por Corte .....	65
2.10 Detallado del Acero de Refuerzo por Corte .....	71
2.11 Obtención del Acero de Refuerzo por Flexión .....	73
2.12 Miembros de Borde .....	80
2.13 Detallado del Acero de Refuerzo por Flexo-compresión .....	84
2.14 Detallado de Miembros de Borde.....	88
2.15 Anclaje del Acero de refuerzo longitudinal.....	93



2.16 Chequeo de Deslizamiento.....	94
CAPITULO III.....	96
MARCO METODOLOGICO .....	96
<b>3.1 Consideraciones Generales .....</b>	<b>96</b>
<b>3.2 Nivel de Investigación.....</b>	<b>96</b>
<b>3.3 Diseño de Investigación.....</b>	<b>97</b>
<b>3.4 Población y Muestra.....</b>	<b>98</b>
<b>3.5 Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos.....</b>	<b>98</b>
<b>3.5 Procesamiento y Análisis de Información .....</b>	<b>100</b>
3.6 Criterios para el modelado .....	102
3.7 Análisis de Cargas.....	103
3.8 Descripción de la Estructura a Calcular.....	105
CAPITULO IV .....	107
PROPUESTA .....	107
<b>4.1 Procedimiento para el Cálculo de Muros estructurales.....</b>	<b>107</b>
<b>4.2 Procedimiento de Diseño y Detallado de Muros Estructurales según FONDONORMA 1753:2006.....</b>	<b>111</b>
4.3 Procedimiento de Diseño y Detallado de Muros Estructurales según Código ACI 318-11 .....	129
4.4 Ejemplo de Aplicación del Procedimiento del Cálculo de Muros Estructurales .....	140
4.5 Aplicación del Procedimiento de Diseño y Detallado de Muros Estructurales según FONDONORMA 1753:2006.....	151
4.6 Aplicación del Procedimiento de Diseño y Detallado de Muros Estructurales según código ACI 318-2011 .....	164
CAPITULO V .....	190
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	190
5.1 Conclusiones.....	190
<b>5.2 Recomendaciones.....</b>	<b>191</b>
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	193



---

**INDICE**

APÉNDICE A.....	195
APÉNDICE B.....	199
APÉNDICE C.....	201



## INDICE DE TABLAS

<i>Tabla 2. 1 Configuración Esquemática de Muros en Distintas Plantas. ....</i>	<i>47</i>
<i>Tabla 2.2 Simplificación de cálculos de Iteración para <math>\alpha c</math> según Fondonorma 1753:06 (Bondarenko S. &amp; Garcia I. – Manual de Calculo y Diseño de Muros Estructurales). ....</i>	<i>68</i>
<i>Tabla 2.3 Simplificación de cálculos de Iteración para <math>\alpha c</math> según ACI 318-11 (Bondarenko S. &amp; Garcia I. – Manual de Calculo y Diseño de Muros Estructurales). ....</i>	<i>68</i>
<i>Tabla 2.6 Tensiones en el Acero de Refuerzo .....</i>	<i>76</i>
<i>Tabla 2.7 Valores del Factor <math>\beta_1</math> .....</i>	<i>77</i>
<i>Tabla 2.8 Condiciones para Obviar los Miembros de Borde. (FONDONORMA 1753:2006, Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural). ....</i>	<i>82</i>
<i>Tabla 3.1 Variables de la Etapa 1 de Recolección de Datos.....</i>	<i>99</i>
<i>Tabla 3.2 Variables de la Etapa 2 de Recolección de Datos.....</i>	<i>99</i>
<i>Tabla 3.3 Descripción de Variables en Etapas 1 y 2. ....</i>	<i>100</i>
<i>Tabla 3.4 Variables Involucradas en la Organización de la Información. ....</i>	<i>101</i>
<i>Tabla 4.1 Simplificación de cálculos de Iteración para <math>\alpha c</math> según Fondonorma 1753:06 (Bondarenko S. &amp; Garcia I. – Manual de Calculo y Diseño de Muros Estructurales). ....</i>	<i>112</i>
<i>Tabla 4.2 Tensiones en el Acero de Refuerzo .....</i>	<i>118</i>
<i>Tabla 4.3 Valores del Factor <math>\beta_1</math> .....</i>	<i>119</i>
<i>Tabla 4.4 Condiciones para Obviar los Miembros de Borde. (FONDONORMA 1753:2006, Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural). ....</i>	<i>121</i>
<i>Tabla 4.5 Simplificación de cálculos de Iteración para <math>\alpha c</math> según ACI 318-11 (Bondarenko S. &amp; Garcia I. – Manual de Calculo y Diseño de Muros Estructurales). ....</i>	<i>130</i>
<i>Tabla 4.6 Desplazamientos y Derivas producto del Sismo en X .....</i>	<i>147</i>
<i>Tabla 4.7 Desplazamientos y Derivas producto del Sismo en Y .....</i>	<i>148</i>
<i>Tabla 4.8 Cálculo de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para <math>c=90\text{cm}</math> .....</i>	<i>158</i>



*Tabla 4. 9Cálculo de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para  $c=323.98$  cm ..... 160*



## INDICE DE FIGURAS

<i>Figura 2.1 Acciones sobre un Muro. (Pablo Zuñiga M. 2005).</i>	36
<i>Figura 2.2 Secciones de Muros Comunes (Paulay &amp; Priestley, 1991).</i>	38
<i>Figura 2.3 Muros Estructurales Irracionales (Park R. &amp; Paulay T. – Estructura de Concreto Reforzado). (a) Interferencia con la resistencia a flexión y cortante. (b) Deformaciones inestables debidas a las columnas inclinadas.</i>	40
<i>Figura 2.4 Formas Indeseables Muros Resistentes a Sismos. (Park R. &amp; Paulay T. – Estructura de Concreto Reforzado).</i>	41
<i>Figura 2.5 La Estructura del Hotel Macuto – Sheraton de Venezuela.</i>	42
<i>Figura 2.6 Torre Británica, Caracas. (William L. Quintero - Comportamiento Resistente de Muros Estructurales, 2010).</i>	45
<i>Figura 2.7 Ejemplos de Estabilidad Torsional en Sistemas de Muros. (Paulay &amp; Prestley, 1991).</i>	46
<i>Figura 2.8 Modo de Falla de Muros en Voladizo (Paulay &amp; Priestley, 1991).</i>	49
<i>Figura 2.9 Muro Estructural en Voladizo. (Park R. &amp; Paulay T. – Estructura de Concreto Armado) / Viga Estructural en Voladizo.</i>	50
<i>Figura 2.10 Muro Estructural en Voladizo. (Park R. &amp; Paulay T. – Estructura de Concreto Reforzado).</i>	52
<i>Figura 2.11 Retorno de Muro para Aumentar la Estabilidad. (Park R. &amp; Paulay T. – Estructura de Concreto Reforzado).</i>	53
<i>Figura 2.12 Diagrama de Interacción de Muro Estructural. (Andrés C. Cotrina Orrego. (Lambayeque-Peru 2010).</i>	55
<i>Figura 2.13 Fuerzas Cortantes Sobre Muro Estructural. (Slawko Bondarenko &amp; Iván García – Trabajo Especial de Grado).</i>	65
<i>Figura 2.14 Refuerzo Horizontal y su Separación. (Slawko Bondarenko &amp; Iván García – Trabajo Especial de Grado).</i>	72
<i>Figura 2.15 Longitud de Desarrollo del Refuerzo Horizontal del Muro en Miembros de Borde (Building Code Requirements for Structural Concrete ACI 318-11).</i>	73
<i>Figura 2.16 Estado de Carga Asumida.</i>	74
<i>Figura 2.17 Modo de Deformacion.</i>	75
<i>Figura 2.18 Diagrama de Deformaciones Unitarias.</i>	75
<i>Figura 2.19 Diagrama de Esfuerzos y Deformación.</i>	76
<i>Figura 2.20 Diagrama de Esfuerzos</i>	77



Figura 2.21 Diagrama de Esfuerzo-Deformación .....	78
Figura 2.22 Uso de Miembros de Borde. (Slawko Bondarenko & Iván García – Trabajo Especial de Grado). .....	81
Figura 2.23 Ejemplo de Miembro de Borde, (Slawko Bondarenko & Iván García – Trabajo Especial de Grado). .....	81
Figura 2.24 Esfuerzo del Acero y Profundidad del Eje Neutro. ....	84
Figura 2.25 Distribución del Acero de Refuerzo Longitudinal en la Sección de un Muro.....	85
Figura 2.26 Consideración de Ancho Efectivo en Muros con alas .....	86
Figura 2.27 Refuerzo horizontal del muro cuando no existen miembros de borde.....	87
Figura 2.28 Relaciones de Refuerzo Longitudinal para Condiciones Típicas de Miembros de Borde en Muros. ....	87
Figura 2.29 Reducción del Acero de refuerzo con la altura .....	89
Figura 2.30 Característica de los estribos de confinamiento.....	90
Figura 2.31 Ejemplo de refuerzo transversal en elemento a compresión (ACI 318-11).....	91
Figura 2.32 Detallado final de muro .....	92
Figura 2.33 Falla por deficiencia de anclaje (Edificio Mercurio, Chile).....	93
Figura 3.1 Espectro de respuesta y espectro de Diseño típico de una estructura. ....	105
Figura 4.1 Detallado del refuerzo horizontal, separación entre barras horizontales.....	114
Figura 4.2 Refuerzo horizontal del muro cuando no existen miembros de borde	114
Figura 4.3 Longitud de Desarrollo del Refuerzo Horizontal del Muro en Miembros de Borde.....	115
Figura 4.4 Ejemplo de Diagrama de Interacción Pu-Mu, “Muros Armadura Uniformemente Distribuida”.....	116
Figura 4.5 Distribución Simétrica .....	117
Figura 4.6 Diagrama de Deformaciones unitarias .....	117
Figura 4.7 Distribución de Fuerzas de Tracción y Compresión.....	118



Figura 4.8 Detallado del acero de refuerzo longitudinal de no ser necesario miembros de borde .....	122
Figura 4.9 Detallado del refuerzo Longitudinal y Transversal, Estribos y Ganchos.....	123
Figura 4.10 Longitud de Solape en Miembro de Borde y separación de Acero Transversal.....	123
Figura 4.11 Zona indispensable de refuerzo de confinamiento, Rotula plástica.	124
Figura 4.12 Anclaje del acero de refuerzo; ganchos de 90 grados. ....	125
Figura 4.13 Detallado del refuerzo horizontal, separación entre barras horizontales. ....	132
Figura 4.14 Longitud de Desarrollo del Refuerzo Horizontal del Muro en Miembros de Borde (Building Code Requirements for Structural Concrete ACI 318-11).....	133
Figura 4.15 Detallado del refuerzo Longitudinal y Transversal, Estribos y Ganchos.....	135
Figura 4.16 Distribución de Muros en planta de Edif. Propuesta.....	140
Figura 4.17 Espectro de Diseño se estructura propuesta.....	142
Figura 4.18 Definición de sección .....	144
Figura 4.19 Creación de sección de muro.....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
Figura 4.20 Definición de Casos de Cargas Gravitationales	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
Figura 4.21 Definición de Espectro de Diseño en el programa	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
Figura 4.22 Creacion de SX y SY. Cargas laterales.	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
Figura 4.23 Cargas consideradas como Masas .....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
Figura 4.24 Combinaciones de Diseño para el Estado Limite de Agotamiento	<b>¡Error! Marcador no</b>
Figura 4.25 Ventana para el dibujo de Muros.....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
Figura 4.26 Forma de Dibujar el Muro.....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
Figura 4.27 Vista de Planta de Edif. Propuesto con Muros Dibujados	<b>¡Error! Marcador no definido</b>
Figura 4.28 Ventana para Creación de Elementos Finitos y Estructura Discretizada.....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
Figura 4.29 Menú para el Dibujo de Losas.....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
Figura 4.30 Visualización de Losas Modeladas .....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
Figura 4.31 Método de Carga a Elementos Área (losas)	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
Figura 4.32 Metodo para asignar Diafragma .....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
Figura 4.33 Vista de Diafragma Asignado en Planta	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
Figura 4.34 Ventana para Replicar el Modelo de la Primera Planta en Todos los demás pisos (Story) .....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
Figura 4.35 Vista 3D de la Edificación Modelada .....	145



Figura 4.36	Generar Empotramiento en la Base del muro	¡Error! Marcador no definido.
Figura 4.37	Opciones de Analisis.....	¡Error! Marcador no definido.
Figura 4.38	Tipos de Modo de Análisis disponibles.	¡Error! Marcador no definido.
Figura 4.39	Opcion de Correr Modelado y Ventana de Análisis	¡Error! Marcador no definido.
Figura 4.40	Ver Deformada del Modelo según Caso de Carga	¡Error! Marcador no definido.
Figura 4.41	Vista 3D de la Edif. Deformada por Sismo en X	¡Error! Marcador no definido.
Figura 4.42	Ventana que muestra los desplazamientos de una junta	¡Error! Marcador no defini
Figura 4.43	Selección de las solicitaciones a mostrar	¡Error! Marcador no definido.
Figura 4.44	Vista de las Reacciones producto de la combinación “Envolvente” en la Base de la Estructura .....	¡Error! Marcador no definido.
Figura 4.45	Solicitaciones en los Muros.....	¡Error! Marcador no definido.
Figura 4.46	Vista de Esfuerzos en Muros .....	¡Error! Marcador no definido.
Figura 4.47	Solicitar Tablas de Datos .....	¡Error! Marcador no definido.
Figura 4.48	Desplazamientos de Cada punto pos SX y SY	¡Error! Marcador no definido.
Figura 4.49	Menú “Draw” y muro a obtener solicitaciones	¡Error! Marcador no definido.
Figura 4.50	Corte en sección a Diseñar.....	¡Error! Marcador no definido.
Figura 4.51	Solicitaciones de Diseño del Muro .....	149
Figura 4.52	Vista en planta de Muro a Diseñar en el ejemplo.....	150
Figura 4.53	Vista 3D del muro a diseñar, ya se considera el ancho efectivo .....	151
Figura 4.54	Detalle Armadura horizontal.....	154
Figura 4.55	Determinación de cuantía usando Diagrama de interacción .....	155
Figura 4.56	Distribución inicial $\phi$ 5/8" @ 25 cm.....	156
Figura 4.57	Deformaciones en cada barra .....	157
Figura 4.58	Esfuerzos en cada barra .....	157
Figura 4.59	Fuerzas de Tracción y Compresión .....	159
Figura 4.60	Detalle de distribución de acero de refuerzo longitudinal en miembro de borde y alma del muro.....	162
Figura 4.61	Detalle final del muro. ....	163
Figura 4.61	Vista 3D del muro a diseñar, ya se considera el ancho efectivo .....	164
Figura 4.62	Detalle Armadura horizontal.....	167
Figura 4.63	Determinación de cuantía usando Diagrama de interacción .....	168
Figura 4.64	Detalle de distribución de acero de refuerzo longitudinal en miembro de borde y alma del muro.....	170
Figura 4.65	Detalle final del muro. ....	171



## LISTA DE SIMBOLOS

**A**= Área total de la sección de concreto, cm<sup>2</sup> o área efectiva del concreto en tracción que rodea el acero de refuerzo de flexión traccionada.

**A<sub>cv</sub>**= Área total de la sección transversal de concreto, igual al producto del espesor del alma por la longitud de la sección, en la dirección de la fuerza de corte considerada, cm<sup>2</sup>.

**A<sub>s</sub>**= Área del acero en tracción, en una sección o en un segmento de muro, cm<sup>2</sup>.

**A<sub>g</sub>**= Área transversal bruta del muro.

**A<sub>sv</sub>**= Área total del acero de refuerzo transversal (vertical), incluyendo estribos de una rama, dentro de una separación *s*, cm<sup>2</sup>.

**A<sub>vf</sub>**= Área del acero por corte por fricción, cm<sup>2</sup>.

**C<sub>c</sub>**= Fuerza producida por bloque de concreto a compresión.

**CM**=Centro de masa de la estructura.

**CR**= Centro de rigidez de la estructura.

**E<sub>c</sub>**= Módulo de elasticidad del concreto, kgf/cm<sup>2</sup>.

**E<sub>s</sub>**= Módulo de elasticidad del acero.

**K**= Factor de longitud efectiva para miembros comprimidos.

**L<sub>d</sub>**= Longitud de transferencia de tensiones para una barra o alambre con resaltes, sin gancho, cm.

**L<sub>n</sub>**= Luz libre en la dirección más larga para construcciones reforzadas en dos direcciones, medida cara a cara de los apoyos en placas sin vigas y medida cara a cara de las vigas u otros apoyos en los demás casos, cm.

**L<sub>p</sub>**= Longitud de rotulación por deformaciones inelásticas.



**Lw**= Anchura o longitud total del muro, o de un segmento de él, considerado en la dirección de la fuerza de corte, cm.

**Lu**= Longitud no arriostrada del miembro comprimido, kgf.

**Mu**= Momento actuante mayorado en la sección (**M<sub>máx</sub>**), m kgf.

**Nn=Pn**= Resistencia teórica a carga axial para una excentricidad dada

**No=Po**= Resistencia teórica a carga axial para una excentricidad igual a cero, kgf.

**Nu=Pu**= Carga axial mayorada que se presenta simultáneamente con **Vu**; positiva para compresión, negativa para tracción, incluye los efectos de tracción ocasionados por la fluencia y la retracción.

**Sh**= Separación del acero de refuerzo horizontal en el muro, cm.

**Sv**= Separación de las acero de refuerzos verticales en el muro, cm.

**Vc**= Tensión cortante teórica absorbida por el concreto, kgf/cm<sup>2</sup>.

**Vn**= Resistencia teórica al corte, kgf.

**Vu**= Fuerza cortante mayorada, kgf.

**Vs**= Tensión cortante teórica absorbida por acero de refuerzo transversal, kgf/cm<sup>2</sup>.

**Vuf** = esfuerzo cortante nominal transmitido a través de la junta de construcción.

**a**= Profundidad o altura del bloque rectangular equivalente de tensiones.

**c**= Distancia desde la fibra extrema comprimida hasta el eje neutro, cm.

**dw**= Distancia entre la fibra extrema comprimida y el punto de aplicación de la resultante de los aceros de refuerzo traccionados.

**fy**= Resistencia cedente especificada del acero de refuerzo, kgf/cm<sup>2</sup>.

**f'c**= Resistencia especificada del concreto en compresión, kgf/cm<sup>2</sup>



$f_s$ = Tensión calculada en el acero de refuerzo, bajo cargas de servicio, kgf/cm<sup>2</sup>.

$h_c$ = Dimensión transversal del núcleo de la columna o de un miembro de borde de un muro estructural, medida centro a centro del acero de refuerzo de confinamiento, cm.

$h_w$ = Altura del muro o segmento del muro.

$r$ = Radio de giro de la sección transversal de un miembro comprimido, cm.

$\Delta_f$ =Desplazamiento lateral de diseño del muro.

$\alpha_c$ = Coeficiente que define la contribución relativa de la resistencia del concreto a la resistencia del muro estructural.

$\epsilon_{cu}$ = Máxima deformación del concreto a compresión.

$\epsilon_s$ = Deformación unitaria del acero de refuerzo.

$\phi$  =Factor de minoración de resistencia.

$\mu$ = Coeficiente de Poisson.

$\rho_v$ = Cuantía del refuerzo longitudinal del muro.

$\rho_h$ = Cuantía del refuerzo transversal de los muros estructurales.



## INTRODUCCIÓN

La utilización de muros estructurales de concreto armado como elemento sismorresistente en edificaciones es una práctica a nivel mundial, gracias a su innegable contribución a la rigidez lateral y reducción en las derivas.

Nuestro país no está ajeno a esta práctica y así se refleja en la edición más reciente de la norma venezolana que aplica en la materia, incorporando enseñanzas de sismos recientes; por lo que se hace de suma importancia la comprensión por parte de los profesionales en la materia de los lineamientos que en ella se presentan en conjunto con las disposiciones de las más recientes versiones de reglamentos internacionales que permitan estar a la vanguardia en la práctica de la ingeniería.

Con el objetivo de facilitar el entendimiento y aplicación práctica de las disposiciones normativas en lo que respecta a muros estructurales; el siguiente trabajo especial de grado se presenta como una herramienta orientada fundamentalmente a estudiantes y profesionales vinculados con el diseño y cálculo de estructuras, que permita realizar de forma sistematizada y simplificada el proceso de diseño.

El material se exhibe en un orden que sigue el proceso de diseño típico, proporcionando una guía introductoria al tema logrando de manera sencilla; que sirva de referencia para el análisis y diseño de muros estructurales.

El contenido de esta publicación está enfocado a la filosofía del diseño por capacidad para estructuras sismorresistentes; en el cual se promueve la formación de mecanismos de disipación de energía en zonas estratégicamente



planificadas, con la finalidad de evitar fallas frágiles y fomentar un comportamiento dúctil y estable.

Dada la diversidad de reglamentos existentes en cuanto al tema se refiere, este trabajo se basa en la aplicación de las disposiciones de las normas “ACI 318-11 *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*” y “FONDONORMA 1753:2006 *Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural*”.

La investigación se desarrolla a lo largo de cinco capítulos. El primer capítulo presenta los objetivos fundamentales planteados en la investigación, posterior a un planteamiento de la situación actual en cuanto al diseño de muros estructurales que lleva al lector al problema en consideración y a la justificación de la elaboración de un manual de diseño como el que se presenta en este texto.

El segundo capítulo consta del marco teórico necesario para lograr la comprensión del lector de las bases de los procesos que a continuación se le presentan y se exhiben antecedentes del mismo.

En el tercer capítulo, se exponen las características del trabajo desde el punto de vista metodológico.

En el cuarto capítulo se desarrolla un procedimiento en dos etapas; una primera que contempla el modelado y cálculo de muros estructurales asistido por el computador, utilizando como herramienta el software ETABS v9; cuya intención es la de aplicar los aspectos fundamentales en la disposición de estas estructuras dentro de una edificación, estimación de cargas y masas equivalentes, análisis estructural y determinación de las acciones de diseño; y



una segunda, en la cual se expone el diseño por flexión, corte y detallado del acero de refuerzo en muros estructurales.

En el quinto capítulo se recogen las conclusiones y recomendaciones derivadas del trabajo de investigación realizado.



## CAPITULO I

### EL PROBLEMA

*Este capítulo tiene como finalidad dar a conocer el problema objeto de estudio, los objetivos trazados para lograr la situación deseada considerando las limitaciones y el alcance que pueda tener la presente investigación.*

#### 1.1 Planteamiento del Problema

En las últimas cuatro décadas se ha hecho énfasis en el análisis de la respuesta dinámica de las estructuras y ha surgido una apreciación del comportamiento inelástico, se ha hecho una revisión completa de la forma cómo actúan los materiales cuando están sometidos a ciclos grandes de deformaciones reversibles y los resultados de las investigaciones al respecto se han transformado en reglas de diseño.

En este sentido; la última versión de la norma venezolana “FONDONORMA 1753:2006 Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural”, recoge en buena medida los cambios que en estos últimos años se han introducido en el diseño y detallado de muros estructurales.

Aspectos como las cuantías de acero están basados en referencias internacionales como “ACI 318. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (2011)”; el incremento de la fuerza cortante por flexión generada en el muro es tomado de las recomendaciones de “SEAOC. Seismic Design Manual (1999)” y “Paulay, T./Priestley, M. Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings (1992)”; la manera de evaluar la



necesidad de los miembros de borde así como la longitud mínima de los mismos está referida a lo contemplado en “*Uniform Building Code (1997)*”; así como, las limitaciones dimensionales están basadas en “*NZS 3101 New Zealand Standard Code of Practice for the Design of Concrete Structures (1995)*”.

A pesar de todos los cambios introducidos tanto en la norma venezolana como la homologa americana, existen aspectos no tratados como lo referente al chequeo por deslizamiento y verificación del acero colocado para resistir tracción; los cuales se presentan en “*SEAO (1999)*”.

En el caso del diseño de los miembros de borde, tanto la norma venezolana “*FONDONORMA 1753:2006*” como el “*ACI 318:11*” plantean unas longitudes mínimas de los elementos en base a estimaciones del límite superior de la longitud de articulación plástica y zona de descascaramiento del concreto, y mencionan que la profundidad del eje neutro es la calculada en base a un análisis de compatibilidad entre el esfuerzo y la deformación unitaria del concreto y el acero y el equilibrio entre las fuerzas de compresión y tracción que actúan en la sección, para carga mayorada y momento nominal; a pesar de ello, solo en “*SEAO*” se presenta un procedimiento detallado para el cálculo de la profundidad del eje neutro de la sección.

Las dificultades en la obtención de la profundidad del eje neutro se ponen de manifiesto entre estudiantes de cursos de postgrado en universidades nacionales. Los autores de este trabajo de investigación observaron como los estudiantes tenían dificultades al momento de obtener este parámetro de diseño y como era necesario recurrir a numerosas fuentes bibliográficas para obtener información sencilla y clara acerca de este punto.



En cuanto al diseño a flexión, la norma venezolana sugiere la utilización de los algoritmos del “Manual de Columnas. Marín, J. y Guell, A. (1984)”; no obstante, para una relación de lados en sección transversal mayor de 0,40, definitivamente resulta conveniente la utilización de diagramas de interacción propios para muros.

Es evidente, entonces; que para ingenieros en proceso de iniciación en el tema del diseño y cálculo de muros estructurales, la información presentada por los códigos normativos es insuficiente para lograr la comprensión integral de los aspectos tratados, por lo tanto el uso de bibliografía técnica es indispensable. Esto trae como consecuencia la necesidad de implementar diversas fuentes bibliográficas competentes, lo que propicia las siguientes interrogantes:

- ¿Cómo se podría contribuir a la simplificación del proceso de aprendizaje del diseño de muros estructurales?;
- ¿Cómo integrar de manera sistemática, en orden lógico y sencilla la información contenida en las normas y referencias técnicas citadas, con ejercicios prácticos que permitan una mejor apreciación de los conceptos presentados?,
- ¿Es posible presentar un procedimiento para la determinación de la profundidad del eje neutro de secciones de muros que sea de fácil comprensión para ingenieros que se inicien en el diseño de muros estructurales?, y finalmente profundizando un poco más en el tema.
- ¿Se podría crear un material didáctico que pueda servir de referencia para estudiantes de postgrado y específicamente del Departamento de



Estructuras de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad de Carabobo para la iniciación al diseño de muros estructurales?.

## 1.2 Objetivos de la Investigación

### 1.2.1 Objetivo General:

Desarrollar un Manual de Cálculo y Diseño de Muros Estructurales de Concreto Armado aplicando los criterios de la norma venezolana “FONDONORMA 1753:2006” y “ACI 318-2011”.

### 1.2.2 Objetivos Específicos:

- Describir los lineamientos normativos existentes en “FONDONORMA 1753:2006 Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural” y “ACI 318. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (2011)” para el cálculo y diseño de muros estructurales de concreto armado.
- Recopilar información acerca del diseño de muros estructurales, de otras fuentes afines a las normas “FONDONORMA 1753:2006” y “ACI 318:11” no tratada en las mismas.
- Integrar y organizar la información recopilada en una secuencia lógica y ordenada de procedimientos a seguir en el diseño de muros estructurales, de forma clara, sencilla y concreta.
- Relatar el procedimiento para elaborar los diagramas de interacción de muros, como ayuda en la fase del diseño a flexión.



- Elaborar ejemplos de aplicación de la información recabada para el cálculo y diseño de muros estructurales, que permitan orientar al lector al empleo correcto de los conceptos introducidos y eviten que la toma de decisiones quede supeditada a improvisaciones o criterios personales.
- Redactar el Manual para el Cálculo y Diseño de Muros Estructurales.

### 1.3 Justificación

En el mundo moderno los procedimientos se transforman en rutinas que con el tiempo modifican el desempeño de alguna actividad de forma positiva, promoviendo la reducción de errores.

La implementación de manuales que permitan simplificar los procedimientos de diseño es cada vez más frecuente hoy día. Se puede observar como instituciones como el “*American Concrete Institute*” publican guías de diseño como “*ACI SP-17*” para el diseño de elementos de concreto reforzado, o “*ACI 314R*” para el diseño simplificado de edificios de concreto reforzado, solo por nombrar algunos ejemplos.

Se evidencia entonces, una continua búsqueda de simplificar los procedimientos de diseño con la finalidad de ayudar a la comprensión de los conceptos.

Los manuales permiten plasmar la información de manera clara, sencilla y concreta, orientando y facilitando el acceso de información a los usuarios para alcanzar las metas y objetivos obteniendo óptimos resultados.

En nuestro país se emplean normas y documentos nacionales para el diseño de muros estructurales, así como manuales con diagramas de interacción para el diseño a flexión internacionales tales como el “*Manual de*



*Cálculo de Hormigón Armado*” de GERDAU AZA, S.A. (Iniciativa chilena en su segunda edición del año 2006) para la enseñanza a nivel de postgrado.

La elaboración de un manual instructivo para el cálculo y diseño de muros estructurales responde entonces a la necesidad de unificar información en una sola fuente, en forma clara y sistemática que sirva como referencia para la enseñanza del tema en cuestión y resuelva la problemática existente.

A su vez se pretende proporcionar al Departamento de Estructuras de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad de Carabobo un material didáctico que pueda ser implementado por profesores de esta casa de estudios y la comunidad estudiantil.

#### **1.4 Alcance y Limitaciones**

El presente trabajo está limitado a muros estructurales de concreto reforzado construidos en obra y que forman parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas, capaces de disipar energía por incursión en el rango inelástico; cuya relación altura/ancho es mayor que 2 y con solicitaciones en su plano y perpendiculares a este.

No incluye los muros de contención en voladizo ni aquellos empleados como vigas de cimentación. Excluye el diseño de paneles esbeltos restringidos al vuelco en su parte superior, donde la tracción causada por flexión controla el diseño del muro.

Se asume que los muros poseen un adecuado sistema de fundación para transmitir las acciones de la superestructura al terreno, estas no forman parte del alcance de este trabajo.



Las fuerzas de inercia en cada piso son transmitidas a los muros mediante una adecuada conexión a los diafragmas, los cuales se mantienen en rango elástico constantemente.

Se considera que los muros ofrecen resistencia independiente respecto a los ejes principales de inercia de la sección transversal.

No se contempla el diseño de muros acoplados ni dinteles. Se estudiarán secciones de muro constantes en elevación y sin aberturas.

Se tocarán aspectos fundamentales de la disposición de muros estructurales, estimación de acciones de diseño, diseño por flexión, corte y detallado.



## CAPITULO II

### MARCO TEORICO

*En este capítulo se encuentran los principales fundamentos teóricos que respaldan esta investigación, los cuales permiten lograr una mejor comprensión de los diferentes conceptos que aquí se manejan.*

#### 2.1 Antecedentes de la Investigación

En esta sección se hace referencia a estudios o investigaciones realizadas anteriormente que guardan alguna vinculación con el proyecto. Son importantes ya que reflejan el estado actual del conocimiento en un área determinada y sirven de modelo o ejemplo para futuras investigaciones. A continuación se presentan algunos trabajos, tesis de grado, artículos e informes científicos relacionados con la investigación.

2.1.1 Lara Carlos y Muñoz Armando. **“Metodología para el Proyecto Estructural de Edificios de Mediana Altura con Muros Estructurales de Concreto Armado”**. Universidad de Carabobo, 2009.

Este trabajo de grado tiene como objetivos principales: establecer las etapas necesarias para llevar a cabo proyectos de edificaciones de sistema de muros estructurales de concreto armado aplicando los lineamientos dados en la norma venezolana “FONDONORMA 1753:2006 Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural”.

Busca desarrollar una metodología para realizar proyectos estructurales de edificios de mediana altura con sistemas de soporte conformados por muros



estructurales de concreto armado que soporten cargas gravitacionales y laterales, para esto se describen todos los pasos necesarios tales como la disposición adecuada de estos elementos, la estimación de las cargas actuantes tanto gravitacionales como laterales, el predimensionado de los elementos, la obtención de las solicitaciones de diseño y por último el diseño y detallado de los elementos. Luego de definir la metodología se realiza un ejemplo aplicando la secuencia ya mencionada.

El trabajo antes expuesto resultó poseer una relación directa con el presente trabajo, debido a que en él se expone un contenido muy detallado de la metodología para el diseño y cálculo de los muros estructurales, en el trabajo a realizar se busca actualizar y desarrollar conceptos, para así plasmar su contenido en un manual de fácil entendimiento.

2.1.2 Pérez A. María E. **“Algunos Criterios para el Uso de Muros Sismorresistentes en Edificaciones”**. Universidad Central de Venezuela, 2009.

Su objetivo principal: desarrollar criterios que conduzcan a la optimización del uso de muros estructurales, en correspondencia con las respuestas dinámicas esperadas en los análisis estructurales.

Dicha investigación se enfoca en desarrollar algunas recomendaciones y criterios para el uso de muros de concreto armado integrados a diversas estructuras resistentes de edificaciones. La investigación considera las formas y resistencias de las secciones transversales de los muros, sus disposiciones y orientaciones resultantes al integrarse como componentes en las líneas de resistencias de las plantas de las edificaciones y, al desarrollo vertical de los mismos en la altura de dichas estructuras; variables éstas, que en respuestas dinámicas ante eventos ocurridos, han resultado ser de las mayor influencia en el comportamiento sismorresistente de ciertas estructuras.



Dicha investigación posee una relación directa con el trabajo a realizar, debido a que en él se expone un contenido muy detallado de los criterios necesarios para realizar una correcta distribución de los muros estructurales para que estos tengan un buen comportamiento ante la ocurrencia de un sismo, criterios que deben ser mencionados en la realización del manual.

2.1.3 Andrés C. Cotrina Orrego. **“Elaboración de Diagramas de Interacción para el Diseño de Muros de Corte de Edificaciones de Mediana Altura”**. Lambayeque-Perú, 2010.

Trabajo de grado presentado ante la Universidad Nacional “Pedro Ruiz Gallo”, presentando como objetivos principales: elaborar diagramas de interacción para simplificar el diseño de muros de corte de los diferentes tipos de sección, cuantías y solicitaciones de carga y resistencia.

En esta tesis, se plantea una secuencia lógica y ordenada de procedimientos a seguir para la elaboración de los diagramas de interacción Cargas Axial (P) vs Momento (M), necesarios para el diseño a flexo-compresión de los muro estructurales, así como ejemplos prácticos manuales de la elaboración de dichos diagramas. Además crea una hoja de cálculo en el Software Excel para facilitar la elaboración de los diagramas y con esto desarrolla una biblioteca de diagramas que pueden servir para facilitar el diseño de muros estructurales.

La relación entre este trabajo y el que se desea realizar es fundamental, ya que para la elaboración del diseño a flexo-compresión es necesario la utilización de los diagramas de interacción. Con este material se pudo profundizar las metodologías necesarias y de esta manera aplicarlas a muros estructurales.



2.1.4 Martín G. López Olvera. “**Diseño de Muros de Cortante en Edificios Altos**”. México D.F., 2005.

El objetivo principal de este trabajo fue: elaborar los procedimientos necesarios para realizar el diseño de muros de corte en edificios altos, siguiendo los lineamientos estipulados por las normas vigentes en México D.F.

Este trabajo hace mención de la clasificación, utilización, métodos y software de análisis y diseño conforme lo estipula el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal en sus Normas Técnicas Complementarias 2004, así como ejemplos prácticos de análisis y diseño de muros de cortante de edificios altos.

Dicho trabajo de investigación aplica de manera similar al diseño de muros estructurales, sin embargo este se enfoca a edificios altos, el trabajo de investigación a realizar profundizará metodologías similares pero evitando a muros estructurales esbeltos.



## 2.2 Muros Estructurales

### 2.2.1 Definición General

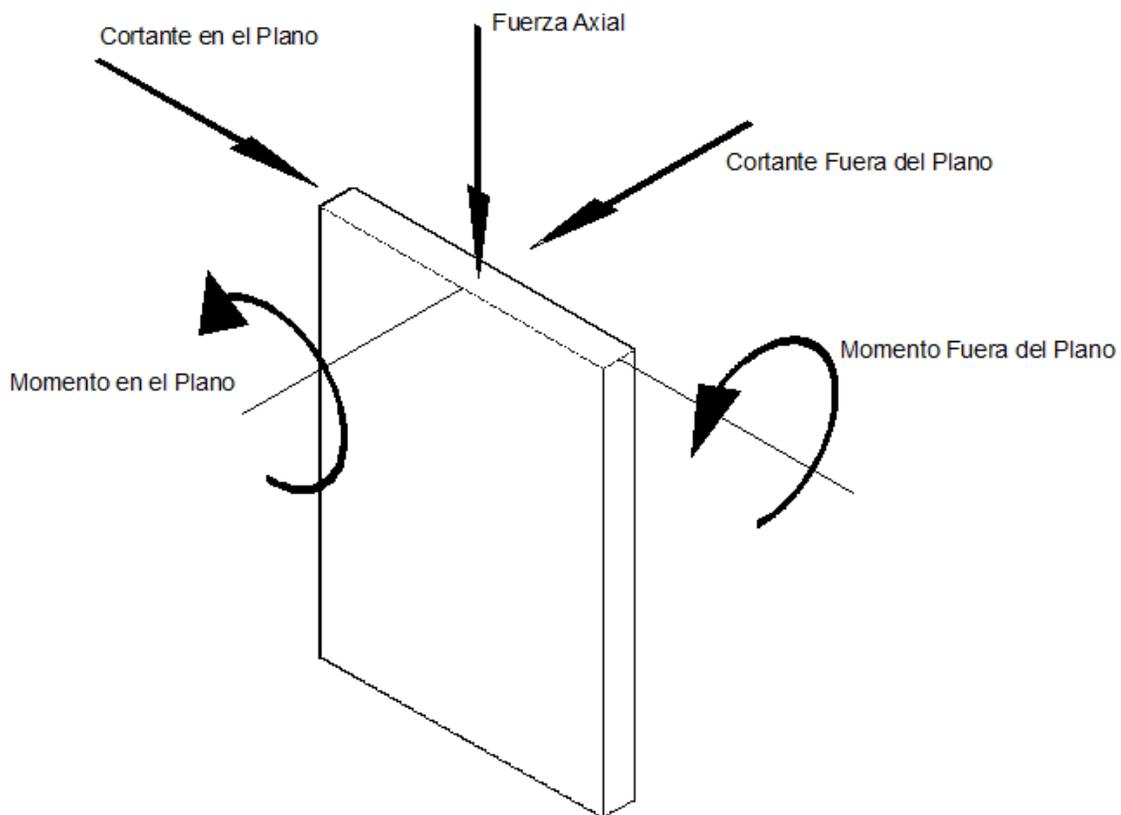
Los muros estructurales son elementos de concreto armado, esencialmente diseñados para resistir combinaciones de momentos, fuerzas cortantes y fuerzas axiales (ver Figura 2.1), generadas principalmente por el viento, sismos y acciones gravitacionales. Morfológicamente son elementos con un desarrollo en altura de gran magnitud, contra un ancho intermedio y un espesor pequeño.

El uso de muros estructurales de concreto armado ubicados adecuadamente dentro de una construcción proporciona rigidez y resistencia a la estructura, necesaria para controlar las deflexiones laterales y limitar los efectos de torsión.

Debido a que una gran parte, si no la totalidad, de la carga lateral, y la fuerza cortante horizontal se transfieren a estos elementos estructurales, anteriormente han llegado a denominarse como muros de cortante o corte. Sin embargo el corte no es lo único experimentado como sollicitación en estos elementos, tanto la carga axial como la flexión pueden manifestarse de manera notable. Por lo que, para generalizar, el término muros estructurales será utilizado en preferencia a muros de cortante en este trabajo de investigación.

Las edificaciones de niveles múltiples se han hecho más altas y esbeltas, por lo que, con esta tendencia el análisis de muros estructurales es una parte importante del diseño. Los muros estructurales bien diseñados en las áreas sísmicas poseen un buen historial, no solo pueden proporcionar seguridad estructural adecuada, sino que también pueden dar gran protección contra daño no estructural costoso durante las perturbaciones sísmicas moderadas.

Cabe destacar que a diferencia de los sistemas estructurales aporticados, los sistemas formados por muros estructurales suelen ser más rígidos por lo que se les acostumbra diseñar con un factor de reducción de respuesta menor, sin embargo para edificaciones relativamente altas la rigidez es pieza fundamental para propiciar la estabilidad durante acciones sísmicas, además con el diseño apropiado los muros estructurales también pueden ser utilizados para disipar energía.



**Figura 2.1** Acciones sobre un Muro. (Pablo Zuñiga M. 2005).



## 2.2.2 Clasificación de Muros Estructurales

### Según su Esbeltez

Los muros estructurales se clasifican principalmente según su esbeltez ya que esta propiedad influye directamente sobre su modo crítico de resistencia. La esbeltez es definida como la relación entre la altura del muro y el lado mayor de la sección transversal de este.

- $\frac{h_w}{l_w} \leq 2 \rightarrow$  Muros Estructurales Bajos.

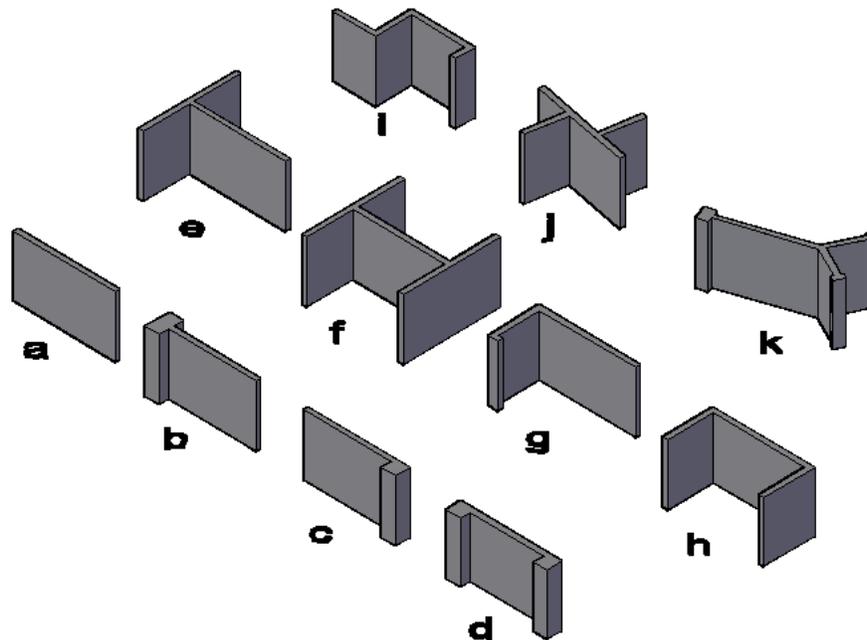
Por lo general estos muros estructurales de baja altura solo transmiten cargas de gravedad muy pequeñas, razón por la cual se ignora su efecto benéfico derivado al menos para la resistencia a cortante, además ya que su brazo de palanca interno disponible es relativamente grande, por lo que la estructura se ve menos afectada por la flexión ejercida por las cargas laterales. En general los muros estructurales bajos suelen ser controlados por corte.

- $\frac{h_w}{l_w} > 2 \rightarrow$  Muros Estructurales Altos.

Estos elementos transmiten grandes cargas gravitacionales a la base de la estructura, lo que genera una mejor resistencia al corte, sin embargo se ven más afectados a la flexión ejercida por las cargas laterales debido a que la magnitud del brazo de palanca interno disponible es pequeño. Lo dicho anteriormente nos demuestra que los muros estructurales altos son mayormente controlados por flexión.

### Según la Forma de su Sección Transversal

Es una práctica común en la arquitectura y en el diseño estructural de los edificios, aprovechar el perímetro de las plantas y núcleos de circulación, para la ubicación y la configuración de los muros estructurales. Esta práctica permite con facilidad a los diseñadores, incorporar secciones transversales I, T, L, U, H ó formas angulares de secciones transversales, a lo largo de toda la altura del edificio. Aunque para los muros, se prefieren las secciones simétricas, abundan otras diversas debidas a la configuración de las plantas, tal como se muestra en la Figura. 2.2.



**Figura 2.2** Secciones de Muros Comunes (Paulay & Priestley, 1991).



## Según Variaciones en Elevación

### ➤ Muros Sin Aberturas

Desde el punto de vista geométrico, un muro sin aberturas puede considerarse como un medio continuo contenido en un plano. Las hipótesis de análisis se apoyan en lo siguiente:

1. El material que los constituye será homogéneo, elástico, lineal e isótropo.
2. La geometría del muro es tal que posee tres dimensiones; dos relativamente grandes, contenidas en un plano y la restante cooperativamente más corta en otro plano.
3. Considerando los dos puntos anteriores, la idealización corresponderá a un estado plano de esfuerzo.
4. Las cargas que se soportaran estarán contenidas tanto en el plano del muro como perpendiculares a este.

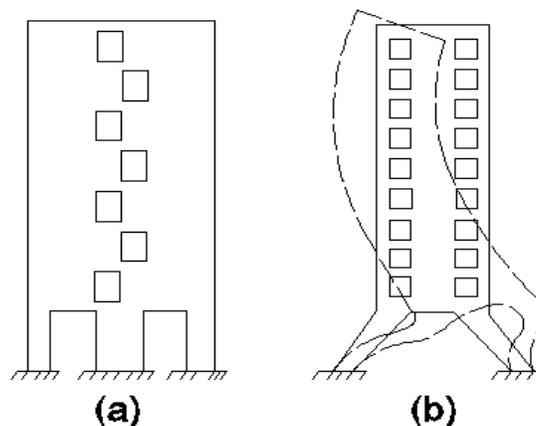
Por considerarse como un elemento en estado plano los desplazamientos deberán ser en dos sentidos, vertical y horizontal, al tomar en cuenta la compatibilidad de estos desplazamientos, es evidente que tiende a presentarse un giro en el muro.

Los muros estructurales sin aberturas pueden tratarse como voladizos verticales calculándose la rigidez y los esfuerzos, usando la simple teoría de la flexión.

➤ Muros Con Aberturas

Las Ventanas, puertas y ductos de servicio, requieren que los muros estructurales interiores o exteriores tengan aberturas.

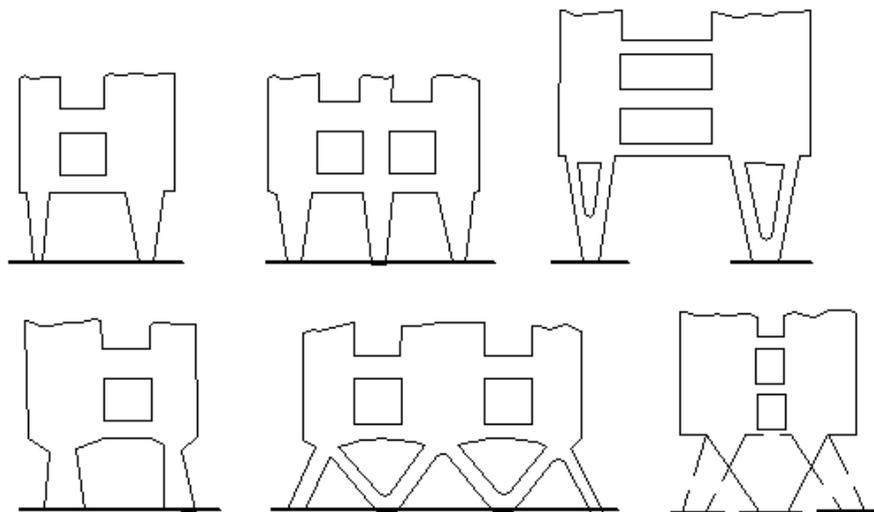
Es imperativo que las aberturas interfieran lo menos posible con la capacidad de momentos y transmisión de cortante de la estructura. En la Figura 2.3(a) se muestra un buen ejemplo de muro irracional. El repentino cambio de una sección de muro a columnas reduce drásticamente la resistencia a flexión 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 fuerzas a cortante. Las columnas del muro ilustrado en la Figura 2.3(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.



**Figura 2.3** Muros Estructurales Irracionales (Park R. & Paulay T. – Estructura de Concreto Reforzado). (a) Interferencia con la resistencia a flexión y cortante. (b) Deformaciones inestables debidas a las columnas inclinadas.



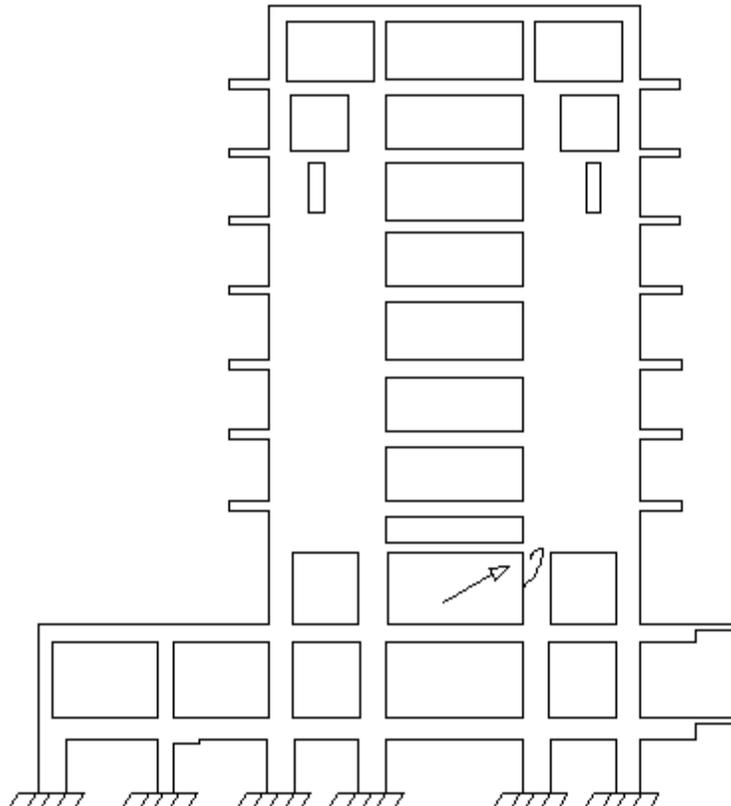
Las observaciones realizadas sobre el comportamiento probable de los muros de cortante durante las perturbaciones sísmicas indican lo indeseado de reemplazar muros masivos cerca de su base con miembros de columnas más ligeras. La Fig. 2.4 tomada de un estudio teórico de muros perforados de cortante, presenta tipos de muros que son satisfactorios para la resistencia de carga de viento pero que probablemente causan un desastre en un sismo de importancia. Para estas cargas, se puede concentrar la absorción de energía y se puede asociar con demandas de ductilidad que no se pueden satisfacer con el concreto reforzado.



**Figura 2.4** Formas Indeseables Muros Resistentes a Sismos. (Park R. & Paulay T. – Estructura de Concreto Reforzado).

Un ejemplo de comportamiento estructural insatisfactorio se observó en el hotel Macuto – Sheraton de Venezuela. En este edificio los muros de 18 pulgadas (455 mm) de espesor transmitieron la carga sísmica a columnas redondas de 43 pulgadas (1090 mm) de diámetro en el cuarto piso. Durante el sismo de Caracas del 29 de julio de 1967, una hilera de columnas del tercer

piso fallo por cortante y compresión axial. Una flecha indica el sitio en la Fig. 2.5. Los momentos de volteo de los muros indujeron grandes fuerzas axiales en las columnas lo que redujo su ductilidad a flexión.



**Figura 2.5** La Estructura del Hotel Macuto – Sheraton de Venezuela.

### 2.3 Configuración y Ubicación de Muros Estructurales en Edificaciones

Todas las edificaciones deben ser capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante sistemas estructurales. La selección de un sistema estructural de concreto armado, y su desempeño bajo acciones sísmicas, involucra considerar sismicidad, geotecnia, comportamiento bajo acciones laterales, tenacidad, rigidez, costos de construcción y buen juicio



ingenieril. En la perspectiva de un comportamiento eficaz, el muro estructural entonces, puede limitar las derivas laterales, permite diseñar detalles simples, controlar la disipación de energía para evitar suficientes daños y pérdidas, aunque asumiendo mayor fuerza lateral.

Un diseño adecuado para un muro de concreto armado debe ser tal, que sea capaz de lograr la rigidez, resistencia y ductilidad necesaria para soportar las deformaciones y fuerzas que se generan sobre él, sin sufrir degradación del material.

Los muros individuales están sujetos a desplazamientos axiales, de traslación y torsionales, la extensión en la cual un muro contribuirá con la resistencia de los diferentes tipos de solicitaciones depende de su configuración geométrica, orientación y localización en el plano de la estructura. Las posiciones de los muros estructurales usualmente son establecidas según sus requerimientos funcionales, propósitos de la edificación y la consecuente distribución del espacio en el plano, sin embargo, es fundamental establecer desde un principio las configuraciones más deseables para optimizar la resistencia sísmica.

El aspecto más importante para la configuración de muros estructurales individuales es el de satisfacer la simetría de rigideces y la estabilidad torsional, además de distribuir las deformaciones inelásticas de una manera razonable y uniforme sobre todo el plano de la edificación, en vez de permitir que se concentren en solo una cantidad de muros lo que conlleva a la inutilización de algunos, mientras que otros se verán sometidos a demandas de ductilidad excesivas.

El dominio de los efectos generados por sismos en los muros puede ser expresado convenientemente como la relación entre la sumatoria de sus áreas



efectivas en una dirección principal y el área total del entrepiso. Para la elección de configuraciones adecuadas para muros estructurales resistentes a fuerzas laterales es necesario considerar las siguientes recomendaciones:

La mayor cantidad de muros deben ser localizados en la periferia de la edificación, los muros en cada lado podrán ser individuales o muros acoplados, logrando así una mejor resistencia torsional.

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.

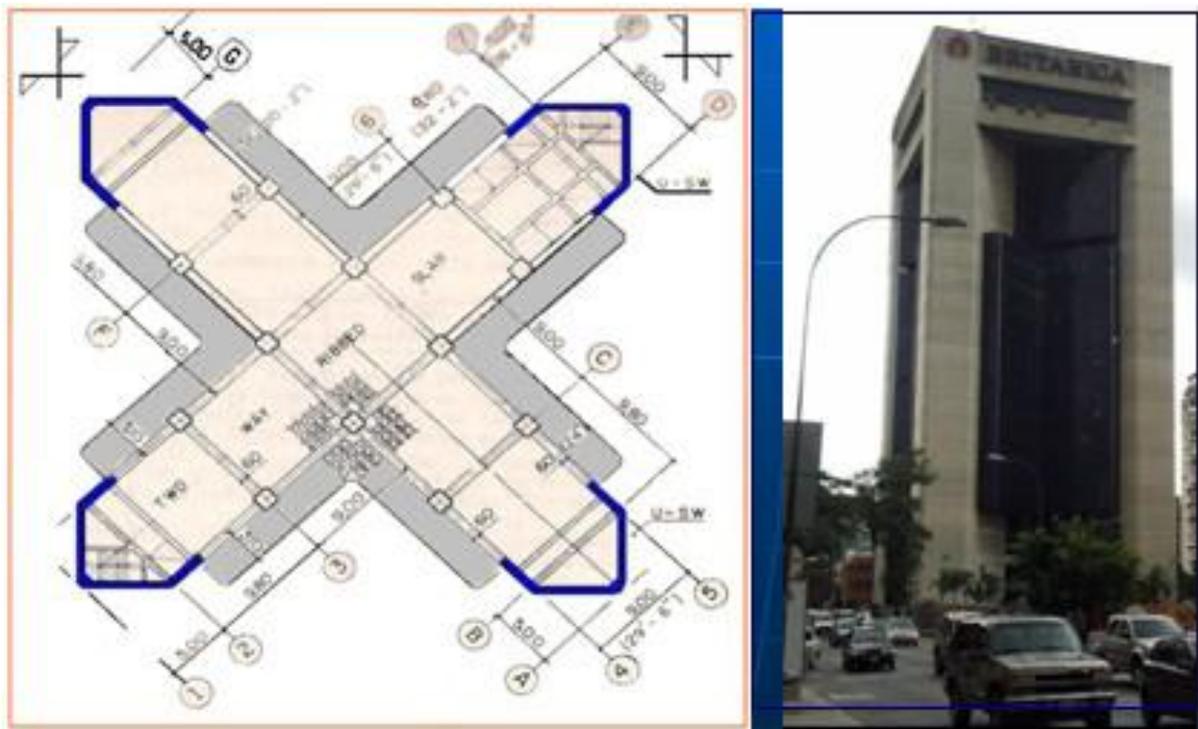
Buscar un balance en la distribución de muros para cada dirección principal, tal que exista una configuración simétrica y magnitudes similares de resistencia en ambas direcciones.

Mantener constante la sección transversal del muro en toda la altura de la edificación.

Evitar las discontinuidades geométricas sobre todo en los pisos inferiores donde la demanda de rigidez, resistencia y disipación de energía es mayor.

El diseño sismorresistente está directamente relacionado con dos importantes puntos geométricos, el centro de masa (CM) y el centro de rigidez (CR). Si estos puntos coinciden, la fuerza sísmica no generará momentos de torsión en planta. En distribuciones asimétricas de masa o rigideces estructurales, es común que se generen momentos de torsión en planta lo que conlleva a una inestabilidad sísmica severa. Es posible disminuir o eliminar las torsiones de la planta mediante una distribución de elementos resistentes que hagan coincidir su centro de masa con su centro de rigidez. La mejor solución estructural se logra cuando las líneas de resistencia se colocan simétricamente al centro de masa, orientadas en dos direcciones ortogonales del sistema.

Los muros estructurales, colocados lo más alejados posibles del centro de masa de la planta (Fig. 2.6), son ventajosos para resistir fuerzas horizontales (reales e impuestas por norma), ya que proporcionan un brazo de palanca mayor. Las líneas de resistencia perimetrales resultan ideales para la ubicación de los muros sismorresistentes, posibilidad que está muy condicionada por el diseño arquitectónico, si se concentran pocos muros, en lugar de distribuirlos, las demandas de ductilidad pueden resultar excesivas.

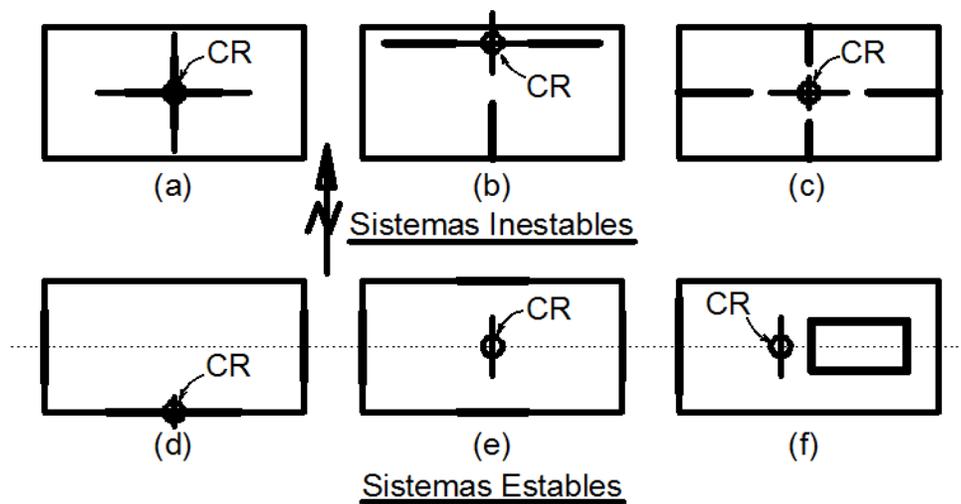


**Figura 2.6** Torre Británica, Caracas. (William L. Quintero - *Comportamiento Resistente de Muros Estructurales*, 2010).

La estabilidad torsional de los sistemas de muros puede ser examinada de mejor manera a través de la Fig. 2.7, es de notar que la resistencia torsional de los arreglos de las Fig. 2.7(a) (b) y (c) podrá solo ser obtenida si la fuerza resistente lateral de cada muro con respecto a su eje débil fuera significativa, y como este no es el caso estos ejemplos representan sistemas torsionales

inestables así las Fig. 2.7(a) y (c) no posean excentricidades en las fuerzas inerciales.

En el caso de los arreglos planteados en las Fig.2.7 (d), (e) y (f) se muestran configuraciones torsionalmente estables, incluso en el caso del arreglo en la Fig.2.7 (d), donde existiría una excentricidad significativa bajo la acción de una fuerza lateral en la dirección este-oeste. Sin embargo es de importancia resaltar que todo sistema excéntrico no será favorecido en edificaciones dúctiles resistentes a sismos, a menos que se adicione sistemas resistentes a fuerzas laterales.



**Figura 2.7** Ejemplos de Estabilidad Torsional en Sistemas de Muros. (Paulay & Prestley, 1991).

La Tabla 2.1, muestra esquemáticamente la ubicación de muros estructurales de acuerdo a la geometría de la planta. Las plantas se pueden entender como conjunto de elementos sismorresistentes, con distintas orientaciones para resistir movimientos de traslación y rototraslación.

Tabla 2. 1 Configuración Esquemática de Muros en Distintas Plantas.

CONFIGURACION ESQUEMATICA	ELEMENTOS RESISTENTES PARA ←→ FUERZAS SISMICAS	ELEMENTOS RESISTENTES PARA ↑↓ FUERZAS SISMICAS	ELEMENTOS RESISTENTES PARA ↻ TORSION
<p>↕ CM &amp; CR</p>			
<p>CM &amp; CR</p>			<p>PRINCIPAL PROBLEMA: NO HAY RESISTENCIA A LA TORSION</p>
<p>CM CR</p>	<p>PRODUCE TORSION</p>	<p>PRODUCE TORSION</p>	<p>POCA RESISTENCIA A LA TORSION (BRAZO DE PALANCA PEQUEÑO)</p>
<p>EL ANALISIS SOBRE DOS EJES NO ES SUFICIENTE: PARA LAS FUERZAS A LO LARGO DE CADA EJE DIAGONAL ↔ NO HAY ELEMENTOS RESISTENTES</p>			
	<p>PRODUCE TORSION</p>	<p>PRODUCE TORSION</p>	
<p>AUNQUE LOS TRIANGULOS PUEDAN PARECER INTUITIVAMENTE MUY BUENAS FORMAS ESTRUCTURALES, TIENDEN A PRODUCIR PLANTAS DESCOMPENSADAS</p>			



## 2.4 Tipos de Fallas en Muros Estructurales

El comportamiento de un muro alto de sección transversal rectangular puede asimilarse al de una viga en voladizo, teniendo presente sin embargo que en este caso siempre se tiene una carga axial actuante, aun cuando generalmente es pequeña.

Al existir en los pisos bajos, momentos y cortantes muy importantes, se presentaran esfuerzos de compresión y tracción también muy importantes en las zonas cercanas a los extremos o bordes del muro, pudiendo ocurrir una falta de inestabilidad del borde, teniendo presente que el ancho generalmente no es importante. Debe considerarse que los techos aportan una restricción transversal y por tanto interesara la altura de entre pisos para estudiar el problema de la esbeltez de los bordes en la dirección transversal al muro.

La gran concentración de momentos importantes en la base del muro hace necesario considerar la formación de una rotula plástica en la base; la longitud de la rotula puede exceder la longitud del muro y en esta zona se producirán fisuras de flexión (tracción por flexión) combinándose con las fisuras de tracción diagonal, que requerirán de un esfuerzo horizontal por cortante muy importante.

Este refuerzo horizontal será prácticamente el único que puede asegurar el control de estas fisuras, a la vez que servirá como confinamiento y arriostre de las barras de acero longitudinales traccionadas o comprimidas según el instante en que se considere. Autores como Park y Paulay y otros recomiendan diseñar con el cortante máximo de la base, a una altura por lo menos 1.5 veces la longitud del muro, medida desde la base con el fin de proveer más resistencia por cortante en toda la longitud posible de la rotula plástica.

Independientemente de la falla por flexión anteriormente descrita (rotula plástica en la base) y de la combinación de esta con los esfuerzos de tracción diagonal producidos por el cortante, puede ocurrir en este tipo de muros la denominada falla por desplazamiento. Esta puede presentarse en la zona de juntas de vaciados entre piso y piso o entre la zapata y el primer piso y dependerá de la calidad de la superficie de contacto.

Para controlar este tipo de falla interesara que el concreto del muro se coloque sobre una superficie limpia de residuos propios de la mezcla o extraños, y que se considere en el diseño una cantidad de barras verticales suficientes para poder tomar el cortante mediante el denominado cortante por fricción. El objetivo en este caso será diseñar de modo tal que la resistencia de la junta de construcción sea mayor a la resistencia a cortante requerida en este nivel.

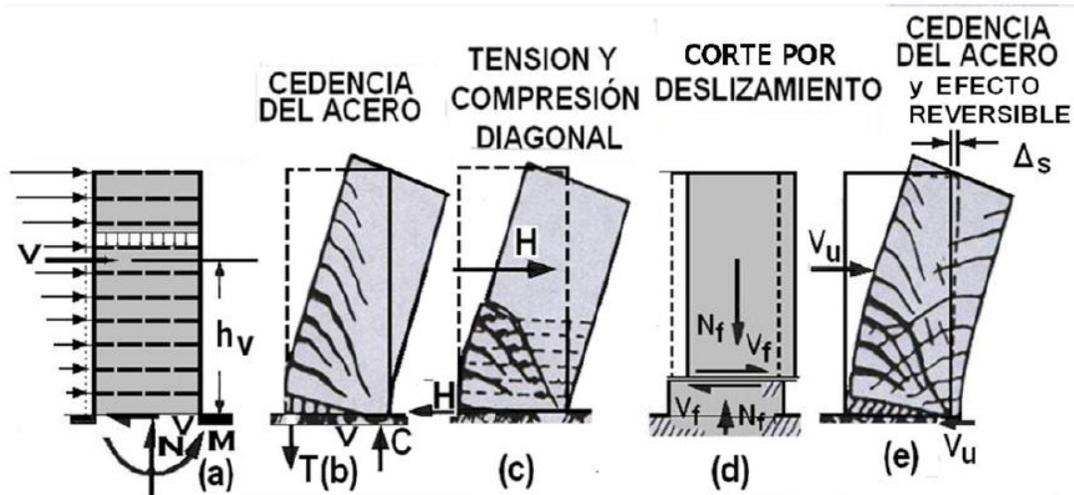
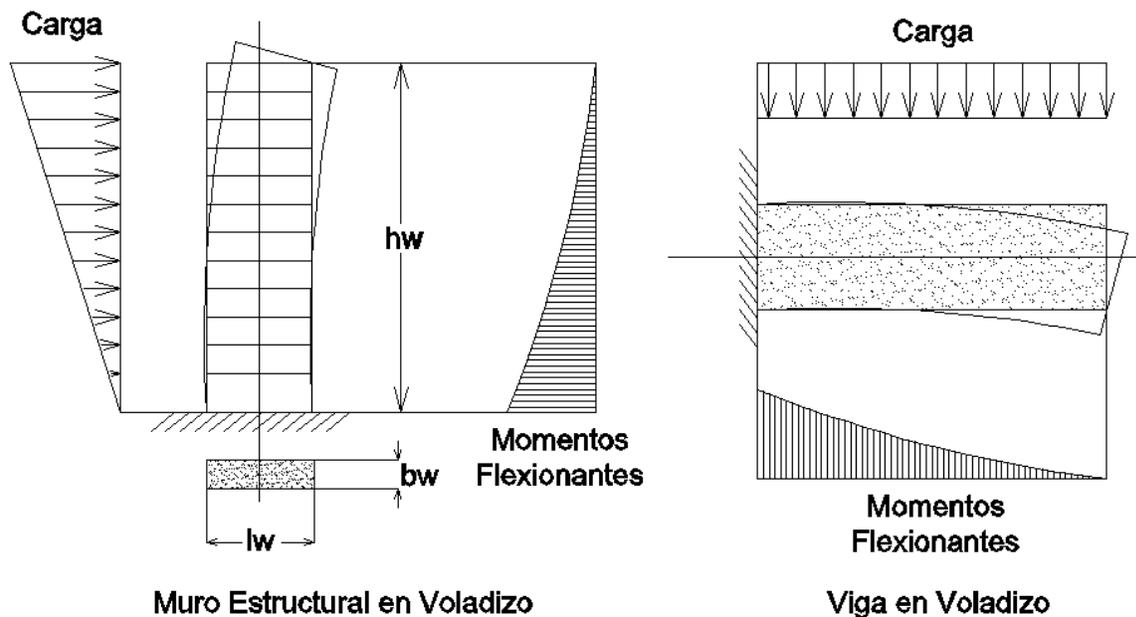


Figura 2.8 Modo de Falla de Muros en Voladizo (Paulay & Priestley, 1991).

## 2.5 Comportamiento de Muros Estructurales en Voladizo

### 2.5.1 Muros Altos con Secciones Transversales Rectangulares

Se puede esperar que un muro estructural de voladizo simple, como el de la Fig. 2.9, se comporte esencialmente de la misma manera que una viga de concreto reforzado. La sección transversal estrecha (es decir, ancho pequeño) indica que puede plantearse el problema de inestabilidad del borde, a compresión. Por lo general las losas de piso de un edificio de niveles múltiples, que se indican en la Fig. 2.9, actúan como diafragmas horizontales y dan apoyo lateral; en consecuencia, se puede considerar que la longitud crítica con respecto al pandeo es igual a la altura de los pisos.



**Figura 2.9** Muro Estructural en Voladizo. (Park R. & Paulay T. – Estructura de Concreto Armado) / Viga Estructural en Voladizo.

El muro estructural, si actúa como un voladizo grande, estará sujeto a momentos flexionantes y fuerzas cortantes que se originan principalmente por las cargas laterales y a compresión axial provocada por la gravedad. De



acuerdo con esto, se puede evaluar la resistencia de la sección crítica a través del muro a partir de la relación de interacción momento-fuerza axial. El refuerzo vertical o de flexión en la porción del alma de un muro estructural, que puede ser considerable, debe ser tomado en cuenta al evaluar la capacidad a flexión.

Son requisitos esenciales, cimientos adecuados que dan fijación total a la base y suficiente conexión de los muros estructurales a cada piso para transmitir la carga horizontal.

### Resistencia a Flexión

En una sección eficiente de muro, sujeta a momentos considerables, el grueso del refuerzo a flexión se coloca próximo al borde a tensión. Debido a las inversiones de momentos originadas bajo cargas laterales, normalmente se requieren cantidades iguales de refuerzos en ambos extremos. Por tanto de ser necesario se puede resistir una gran parte del momento flexionante mediante el “par de acero” interno, lo que produce mejores propiedades de ductilidad.

Cuando es deseable aumentar a ductilidad de un muro estructural en voladizo (normalmente en su base, donde los momentos de volteo y la compresión axial son máximos) se debe confinar el concreto en la zona a compresión. Se sugiere que el acero de confinamiento se suministre de la misma manera que en las columnas con estribos y que se distribuya al menos por sobre la parte de peralte  $lw$  donde se requieran deformaciones del concreto superiores a 0.003 cuando se alcanza la ductilidad deseada.

En todo caso, se deben suministrar estribos transversales alrededor de las varillas a flexión, que pueden estar sujetas a cedencia a compresión, al menos en la misma manera que en las columnas cargadas axialmente, para evitar el pandeo de esas varillas, lo que es especialmente importante en la

región de una articulación plástica que se puede extender por la altura completa de un piso o más.

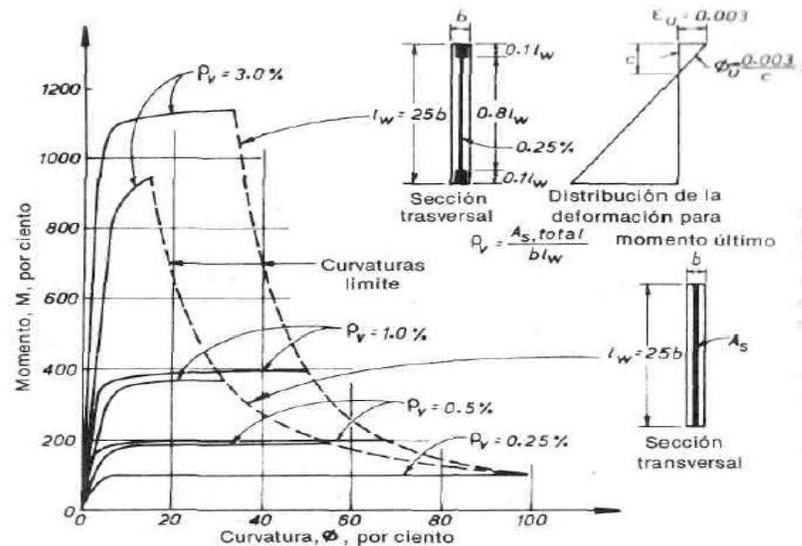


Figura 2.10 Muro Estructural en Voladizo. (Park R. & Paulay T. – Estructura de Concreto Reforzado).

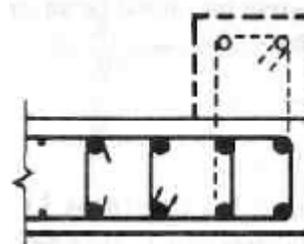
En tal distancia, es improbable que los estribos nominales al espaciado máximo especificado por el código sean suficientes, cuando varios choques sísmicos pueden provocar cedencia en ambas extremidades de la sección del muro estructural. Solo los estribos espaciados estrechamente pueden retener el núcleo de concreto agrietado dentro de las varillas verticales a flexión en las extremidades de la sección e impedir el pandeo de las varillas longitudes.

Se puede deducir la resistencia a flexión de un muro estructural rectangular que tenga refuerzo vertical distribuido uniformemente y sujeto a carga axial. Sin embargo, se obtienen considerables simplificaciones si se desprecia la contribución del refuerzo en el núcleo elástico. De los principios presentados con anterioridad, la aproximación conservadora correspondiente da:

$$M_u = 0.5A_s \cdot f_y \cdot l_w \cdot \left(1 + \frac{M_u}{A_s \cdot f_y}\right) \left(1 - \frac{c}{l_w}\right)$$

En que  $N_u$ , la carga axial se toma positiva para compresión y  $A_s$  es el acero total distribuido uniformemente en el muro. Los otros términos son evidentes de la Fig. 2.10.

En forma conservadora, se pueden tratar las fibras extremas de la sección del muro como una columna aislada sujeta a compresión axial, únicamente, que puede pandearse alrededor del eje débil de la sección. De ser necesario se puede aumentar la rigidez a flexión de la sección del muro en la dirección transversal mediante un retorno, como en la Fig. 2.11. Esto puede ser necesario en el primer entrepiso de un edificio, donde con frecuencia las acciones máximas ocurren sobre longitudes libres máximas.



**Figura 2.11** Retorno de Muro para Aumentar la Estabilidad. (Park R. & Paulay T. – Estructura de Concreto Reforzado).

### Resistencia a Flexo Compresión

La resistencia a flexo compresión de los muros estructurales y partes de dichos muros sometidos a una combinación de carga axial y flexión debe determinarse a partir de un análisis de compatibilidad de deformaciones, excepto que no se deben aplicar los requerimientos de deformación no lineal.

Si el muro posee aberturas, se deberá considerar su influencia en la resistencia a flexión y cortante. En muros con alas, el ancho efectivo del ala



tanto en compresión como en tracción, 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 10% de la altura total del muro. Este requisito se puede modificar si realiza un análisis más detallado.

Deberá proveerse del refuerzo longitudinal necesario para garantizar una resistencia de diseño a flexo compresión del muro por lo menos igual al momento de agrietamiento de la sección. El momento de agrietamiento de la sección se calculará asumiendo comportamiento lineal elástico con las propiedades de la sección bruta de concreto del muro e incluyendo el efecto de la carga axial  $P_u$ .

Para simplificar la fase de diseño por flexo-compresión, se acostumbra a usar diagramas de interacción  $M_u$  vs  $P_u$ . Ver figura 2.12.

### Resistencia a Cortante

Se puede evaluar la resistencia a cortante de muros altos estructurales de la misma manera que en vigas. Se puede dar un margen adecuado para la contribución de la compresión axial en incrementar la participación del mecanismo resistente a cortante del concreto, medido por el esfuerzo  $V_c$  cortante nominal. También se debe considerar el efecto adverso de las aceleraciones verticales inducidas por los sismos.

En la base del muro, donde es posible la cedencia del acero a flexión en ambas caras, se debe despreciar la contribución del concreto a la resistencia a cortante, cuando el esfuerzo  $P_u/A_g$ , de compresión axial en el área bruta del muro es menor que  $0.2f_c$ , ya que posiblemente se podría compensar esta pequeña compresión mediante aceleración vertical que provocara tensión. Este principio implica que cuando  $P_u/A_g < 0.2 f' c$ , se debe suministrar refuerzo a

cortante en forma de estribos horizontales, al menos en la longitud posible de la articulación plástica en la base del muro, para transmitir toda la fuerza cortante.

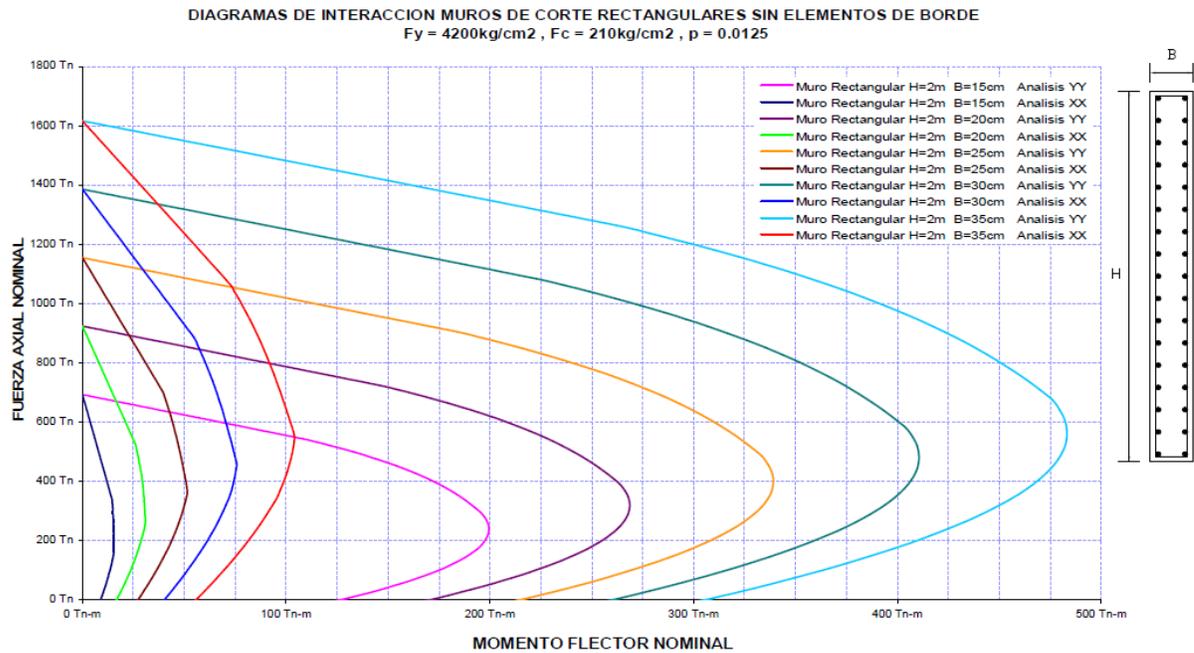


Figura 2.12 Diagrama de Interacción de Muro Estructural. (Andrés C. Cotrina Orrego. (Lambayeque-Peru 2010).

El mínimo refuerzo de 0.25% en la dirección horizontal, cuando se ancla debidamente, resiste un esfuerzo cortante nominal equivalente de aproximadamente  $2\sqrt{f'c}$  lb/plg<sup>2</sup>. El concreto resistirá al menos la misma cantidad cuando el acero a flexión este en el rango elástico. En consecuencia, en las partes superiores reforzadas nominales del los muros estructurales en voladizos rectangulares, se dispone de un esfuerzo cortante equivalente de  $4\sqrt{f'c}$  lb/plg<sup>2</sup> que con frecuencia es más que adecuado.

La distribución del acero vertical afecta el peralte efectivo de una sección de muro estructural rectangular. Al aplicar las ecuaciones para el esfuerzo



cortante nominal, y para el refuerzo de estribos, no es necesario tomar el peralte efectivo  $d$  como menor que  $0.8/w$  lo que es una buena aproximación para los casos comunes.

Es necesario considerar el efecto del agrietamiento diagonal en la distribución de esfuerzos a flexión en el acero, de la misma manera que en las vigas. Para cortar el refuerzo vertical en las partes exteriores de la sección del muro, se debe utilizar el desplazamiento apropiado del diagrama de momentos flexionantes.

## 2.6 Métodos de Análisis

### 2.6.1 Clasificación de los métodos de análisis.

Cada edificación deberá ser analizada tomando en consideración los efectos traslacionales y torsionales, por uno de los métodos descritos a continuación, los cuales han sido organizados por orden creciente de refinamiento.

➤ Análisis Estático:

Los Efectos traslacionales se determinan con el Método Estático Equivalente. Los efectos torsionales se determinan con el Método de la Torsión Estática Equivalente.

➤ Análisis Dinámico Plano:

Los Efectos traslacionales se determinan según el Método de Superposición Modal con un Grado de Libertad por nivel. Los efectos torsionales se determinan con el Método de Torsión Estática Equivalente.

➤ Análisis Dinámico Espacial:



Los efectos traslacionales y los efectos torsionales se determinan según el Método de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por nivel. (Método Aplicado por el SOFTWARE ETABS).

- Análisis dinámico espacial con diafragma flexible:

Los efectos traslacionales y los efectos torsionales se determinan según lo indicado en el Artículo 9.7 de FONDORMA 1756:2001 en el cual se incluye la flexibilidad del diafragma.

- Otros métodos de análisis:

En el Artículo 9.8 de FONDONORMA 1756:2001 se presenta un método alternativo a los métodos anteriores, recomendable para el caso de estructuras no tipificadas en la Norma. En el Artículo 9.9 se presenta un procedimiento de análisis estático inelástico que puede ser utilizado opcionalmente en conjunto con los métodos de análisis descritos previamente.

2.6.2 Método de análisis dinámico espacial de superposición modal con tres grados de libertad por nivel.

Este método toma en cuenta el acoplamiento de las vibraciones traslacionales y torsionales de la edificación y considera tres grados de libertad por cada nivel.

- Respuesta dinámica

El número mínimo de modos de vibración (N3) a utilizar en el análisis dinámico, será el mayor entre los dos siguientes:

1.  $N3=3N1$ , donde N es el numero de modos de vibración y esta dado por las formulas:

Para Edificaciones con menos de 20 pisos 
$$N1 = \frac{1}{2} \left( \frac{T_1}{T^*} - 1.5 \right) + 3 \geq 3$$

$$N1 = \frac{2}{3} \left( \frac{T_1}{T^*} - 1.5 \right) + 4 \geq 4$$



Para edificaciones con 20 pisos o más

2.  $N_3$ = Numero de modos que garantice que la sumatoria de las masas participativas de los primeros N modos exceda el noventa por ciento (90%) de la masa total del edificio, para cada una de las direcciones de análisis.

El máximo de cualquier valor de respuesta dinámica de interés para la acción de una componente sísmica en la dirección X ( $R_x$ ) ó en la dirección Y ( $R_y$ ), se obtiene combinando los valores modales según el criterio de la combinación cuadrática completa, que toma en cuenta el acoplamiento entre modos de frecuencia cercanas.

En cada dirección, el corte basal  $V_o$  deducido de la combinación modal deberá compararse con el calculado según el método estatico equivalente con un periodo  $T=1.6T_a$ , el cual se denota aquí por  $\bar{V}_o$ . Cuando  $V_o$  sea menor que  $\bar{V}_o$ , los valores para el diseño deberán multiplicarse por  $\bar{V}_o/V_o$ . Los efectos P- $\Delta$  se incorporaran en forma similar a como se establece en la Sección 9.4.6 de la Norma 1756:2001.

➤ Torsión adicional:

Los efectos de la componente rotacional del terreno y de las incertidumbres en la ubicación de centros de masa y rigidez, se incluyen en el diseño añadiendo a los resultados del análisis dinámico, las sollicitaciones mas desfavorables que resulten de aplicar estáticamente sobre la edificación los siguientes momentos torsores:

Para sismo en X

$$Mt_{kx} = \pm V_{kx}(0.06B_{kv})$$

Para sismo en Y

$$Mt_{ky} = \pm V_{ky}(0.06B_{kx})$$



Donde:

$V_{kx}$  =Fuerza cortante de piso del nivel k de la edificación, en dirección X debida a la componente sísmica X.

$V_{ky}$  =Fuerza cortante de piso del nivel k de la edificación, en dirección X debida a la componente sísmica Y.

$B_{kx}$  =Mayor dimensión horizontal de la edificación en dirección X, en el nivel k.

$B_k$  =Mayor dimensión horizontal de la edificación en dirección Y, en el nivel k.

$Mt_{kx}$  =Momentos torsores adicionales a aplicar en el piso k, para el caso del sismo en la dirección X

$Mt_{ky}$  =Momentos torsores adicionales a aplicar en el piso k, para el caso del sismo en la dirección Y

El momento torsor en un piso cualquiera pondrá ser menor que en ninguno de los pisos superior.

Para sismo en la dirección X, la aplicación estática de los torques de piso obtenidos de  $Mt_{kx}$ , conducen a una sollicitación genérica que se denota por  $R_{tx}$ . Para sismo en Y, la aplicación estática de los torques de piso obtenidos de  $Mt_{ky}$ , conducen a una sollicitación genérica que se denota por  $R_{ty}$ .

➤ Combinación de la respuesta dinámica y la torsión adicional:

A los valores absolutos de la respuesta dinámicas  $|R_x|$  y  $|R_y|$  obtenidas de aplicar la sección de respuesta dinámica, para sismo en la dirección X y para sismo en la dirección Y, respectivamente, se les añade al valor absoluto



obtenido de las solicitaciones resultantes de aplicar torsión adicional,  $|R_{tx}|$  y  $|R_{ty}|$  obtenidas de la torsión adicional, para determinar las solicitaciones sísmicas completas en cada dirección  $R_x^*$  y  $R_y^*$ , en cada miembro o plano resistente.

Para sismo en X

$$R_x^* = |R_x| + |R_{tx}|$$

Para sismo en Y

$$R_y^* = |R_y| + |R_{ty}|$$

## 2.7 Estimación de Fuerzas de Diseño

### 2.7.1 Estimación del Momento Flector ( $M_u$ ).

Para el cálculo del momento flector es necesario realizar un análisis sísmico de la estructura para así obtener los cortantes sobre los muros y de esta manera estimar el momento flector máximo. El procedimiento más apropiado para estimar estos cortantes es realizar el método estático equivalente. A continuación se presenta la metodología para la realización del cálculo del momento flector máximo estimado sobre el muro.

#### Método Estático Equivalente:

- Clasificación Sísmica (Zonificación, clasificación según el uso, nivel de diseño, tipo de estructura), obtención de los factores: de importancia  $\alpha$ , de reducción de respuesta  $R$  y de corrección  $\varphi$ .
- Determinación de:  $T^*$ ,  $T_0$ ,  $\beta$ ,  $p$ ,  $T^+$ ,  $T_a$ ,  $A_d$ ,  $\mu$ .
- Determinación del peso total de la estructura y Fuerza cortante basal  $V_0$ .
- Cálculo y distribución de las fuerzas laterales sísmicas correspondientes a cada nivel y obtención de cortantes.



Distribución de los cortantes por Muro:

- Los cortantes obtenidos por nivel se distribuirán por cada muro de manera aproximada según las rigideces de los mismos, cabe destacar que este procedimiento se elaborará para el nivel donde este aplicado el mayor cortante y en ambas orientaciones X e Y.
- La cortante se distribuye utilizando la siguiente ecuación:

$$V_{ix} = \left( \frac{K_{ix}}{K_x} \right) V_x i_m \quad ; \quad V_{iy} = \left( \frac{K_{iy}}{K_y} \right) V_y i_m$$

Donde  $V_{ix}$  y  $V_{iy}$  son las cortantes que actúan sobre el muro  $i$ ,  $K_{ix}$  y  $K_{iy}$  son las rigideces del muro,  $K_x$  y  $K_y$  las rigideces totales de los muros, y por ultimo  $V_x i_m$  y  $V_y i_m$  representa el cortante sísmico mayorado, todos estos con respecto a sus dos eje principales X y Y.

Cabe destacar que en muros rectangulares la rigidez con respecto a su eje débil en relación a su eje fuerte es tan pequeña que generalmente suele ser ignorada.

Calculo del Momento Flector Máximo:

- El valor del momento flector máximo ( $M_u$ ) se calculara para el entrepiso más crítico, es decir donde existe la mayor fuerza cortante.

$$M_u = V * h_{entrepiso}$$

2.7.2 Calculo de la Carga Axial ( $P_u$ ).

Para estimar la carga axial que actúa sobre una sección de muro es necesario conocer los elementos que soportan dichos muros y las cargas de los elementos respectivos. En la mayoría de edificaciones con sistemas de muros



estructurales las losas están apoyadas sobre muros y éstas son su principal fuente de carga axial, además de su peso propio. A continuación se presenta una serie de pasos que permiten calcular dicha carga:

- a) Calculo de área tributaria de losa que transmite carga al muro.
- b) La carga axial se calcula como: Área Tributaria\*Carga de servicio de losa.
- c) Calculo de peso propio: Longitud del Muro\*Espesor\* $H_{entrepiso} * \delta_{cnc. armado}$ .
- d) Esta carga axial debe acumularse por el número de niveles de la edificación.

Cabe destacar que para el predimensionado del muro debe calcularse la carga axial actuante sobre el muro del primer nivel de la estructura, que representa el segmento del muro más cargado; además recordar que las dimensiones del muro deben permanecer constantes a lo largo del muro.

## 2.8 Dimensionamiento

El predimensionado de los muros se puede realizar por varios métodos descritos tanto en las normas vigentes como en otras bibliografías, entre estos métodos describiremos los siguientes:

- FONDONORMA 1753:2006 en su comentarios **H-14.2.1** nos recomienda que si se proporciona entre el 2% y 3% del área de una planta en muros en ambas direcciones, podremos mantener los desplazamientos de la edificación en límites aceptables y lograr que las tensiones por corte y flexo-compresión en los muros tengan valores moderadamente bajos y



así no será necesario el uso de los refuerzos en los miembros de borde. Con el área necesaria de muros, se puede tener un predimensionado de los mismos.

- Se puede utilizar la siguiente fórmula para calcular el área de muros:

ÁREA NECESARIA= ÁREA COLUMNAS + ÁREAS DE MUROS

$$AREA\ NECESARIA = \frac{1.4 \times CORTE\ BASAL(V_o)}{CORTANTE\ DEL\ CONCRETO}$$

ÁREA COLUMNAS: Se obtiene utilizando los diversos criterios de dimensionamiento de columnas.

ÁREA DE MUROS=ÁREA NECESARIA –ÁREA COLUMNAS

Donde:

ÁREA NECESARIA: Se define como el área de elementos de concreto necesarios para resistir las fuerzas laterales producto del sismo.

ÁREA COLUMNAS: El área total de columnas distribuidas en planta.

ÁREA DE MURO: El área total de muros estructurales distribuidos en planta.

CORTANTE BASAL: Se obtiene aplicando los procedimientos de la norma sismorresistente FONDONORMA 1756:2001

CORTANTE DEL CONCRETO:  $0.53\sqrt{f_c}$

Con el área de muros necesaria en planta, se puede determinar el espesor de los mismos.



- Otro método de predimensionado corresponde a la obtención de las Cargas Axiales ( $P_u$ ) y Momentos Flectores ( $M_u$ ) aproximados, mediante el método estático equivalente descrito en la norma sismorresistente FONDONORMA 1756:2001 y con estos valores hacer uso de diagramas de interacción para obtener el espesor del muro.

Luego de obtener un predimensionado mediante la aplicación de algún método, se debe verificar que dichas dimensiones cumplan con los siguientes requerimientos señalados a continuación

Para que el elemento estructural se considere muro, debe cumplir con las relación largo ( $L_w$ ), espesor ( $b_w$ )..

$$\text{(Art. 18.4.2b N 1753:2006)} \rightarrow \frac{b_w}{l_w} < 0.4$$

### 2.8.1 Espesores Mínimos para el Alma del Muro

El espesor de los muros será dimensionado considerando la posibilidad de pandeo lateral por flexión de los bordes del muro, salvo que se suministre arriostre lateral en los bordes.

El espesor mínimo de un muro estructural no será menor que la mayor de las siguientes dimensiones

$$\begin{array}{l} \text{(Art. 14.2.1 N 1753:06)} \\ \text{y} \\ \text{(Art. 14.5.3.1 ACI 318-11)} \end{array} \gg \text{Mayor} \left\{ \begin{array}{l} 10\text{cm} \\ \text{menor} \left\{ \begin{array}{l} L_n/25 \\ L_w/25 \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Donde  $L_n$ , es la altura libre del muro o segmento, y  $L_w$ , es la longitud del muro o del segmento considerado, medido en la dirección de la fuerza cortante.

El espesor de muros divisorios no será menor de 10 cm, ni menor de 1/30 de la distancia mínima entre los miembros que les proporcionan apoyo lateral.

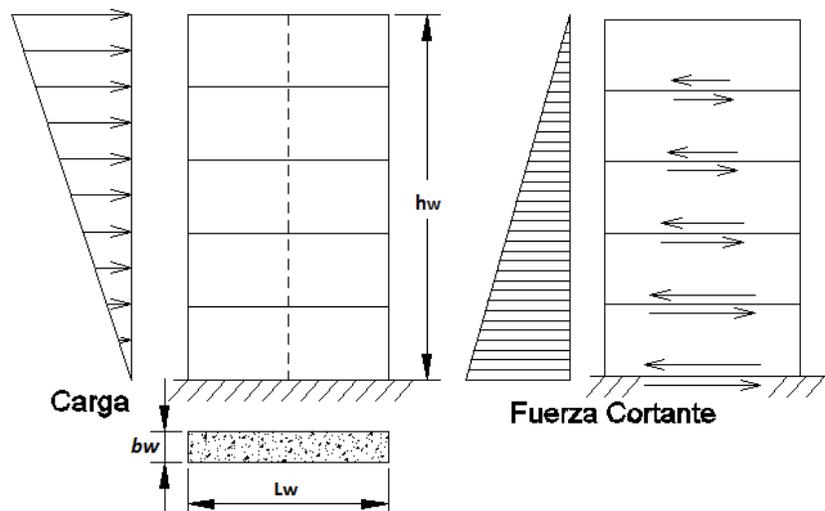
Para muros exteriores en sótanos el espesor no debe ser menor de 20 cm, esto según los artículos (14.2.1 N 1753:06) y (14.5.3.2 ACI 318-11).

### Espesor Mínimo para Miembros de Borde

De ser necesarios el uso de miembros de borde en un muro estructural, el espesor del mismo debe cumplir con lo siguiente.

$$(\text{Art. 14.6.2 N 1753:2006}) \rightarrow \text{Mayor} \left\{ \begin{array}{l} \text{Espesor del alma del muro} \\ L_n/16 \end{array} \right.$$

## 2.9 Obtención del Acero de Refuerzo por Corte



**Figura 2.13** Fuerzas Cortantes Sobre Muro Estructural. (Slawko Bondarenko & Iván García – Trabajo Especial de Grado).



### 2.9.1 Verificación de la sección resistente a Corte

En la Figura 2.13 se puede observar la variación normal de la fuerza cortante sobre un muro.

Inicialmente es necesario comprobar si la resistencia a la cortante máxima permitida será suficientemente grande como para soportar la cortante actuante.

Los artículos **(14.5.1 N 1753:06)** y **(21.9.4.4 ACI 318-11)** plantean que para todo muro estructural que comparta una fuerza lateral común,  $V_n$ , no debe tomarse mayor que  $2.12 A_{cv}\sqrt{f'_c}$ , donde  $A_{cv}$  es el área bruta de concreto definida por el ancho del alma y la longitud de la sección. Para cualquier segmento de muro individual,  $V_n$  no debe suponerse mayor que  $2.65 A_{cw}\sqrt{f'_c}$  donde  $A_{cw}$  representa el área de la sección transversal de concreto del muro.

El diseño de la sección horizontal para resistir el corte en el plano del muro estructural se realizará basándonos primordialmente a partir de la siguiente expresión:

**(Art. 11.2 N 1753:06)**

$$y \quad \rightarrow \quad \phi V_n \geq V_u$$

**(Art. 11.9.2 ACI 318-11)**

Donde  $V_u$  es la fuerza cortante mayorada en la sección considerada y  $V_n$  es la resistencia teórica al corte.

**(Art. 14.6.2 N 1753:2006, ND3)**  $\rightarrow \phi = 0,60.$

Por consiguiente si  $\phi V_n \geq V_u$  significa que la sección del muro estructural es apta para evitar una posible falla frágil ocasionada por el corte, en



caso de que este sea mayor que el normativo se deberá aumentar la sección del muro.

### 2.9.2 Verificación de Número de Capas de Refuerzo

Se debe verificar si es necesario aplicar una o dos capas de acero por corte en el muro estructural, los artículos **(14.3.2 N 1753:06)** y **(21.9.2.2 ACI 318-11)** plantean que si  $V_c > 0,53\sqrt{f'_c} A_{cv}$  será necesario aplicar dos capas de refuerzos, de lo contrario con una sola capa será suficiente.

### 2.9.3 Calculo de la Cuantía de Refuerzo Horizontal $\rho h1$

Inicialmente hay que basarse en la ecuación anteriormente mencionada, y de esta se despeja  $V_n$

$$\phi V_n \geq V_u \rightarrow V_n = V_u / \phi$$

A través de la ecuación dada a continuación se podrá obtener un primer valor de cuantía denominado  $\rho h1$ :

**(14.5.1) N 1753:06**

y

$$\rightarrow V_n = A_{cv}(\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho h1 f_y)$$

**(21.9.4.1) ACI 318-11**

Luego de despejar la ecuación se obtiene lo siguiente:

$$\rho h1 = \frac{\left(\frac{V_n}{A_{cv}} - \alpha_c \sqrt{f'_c}\right)}{f_{yt}}$$



Donde  $\alpha c = 0.80$ , cuando  $h_w/L_w \leq 1.50$ ;  $\alpha c = 0.53$  cuando  $h_w/L_w \geq 2$ .  
 Para valores intermedios de  $h_w/L_w$  entre 1.50 y 2.0,  $\alpha c$  se puede interpolar linealmente.

**Tabla 2.2** Simplificación de cálculos de Iteración para  $\alpha c$  según Fondonorma 1753:06 (Bondarenko S. & Garcia I. – Manual de Calculo y Diseño de Muros Estructurales).

Hm/Lm	$\alpha$	Hm/Lm	$\alpha$	Hm/Lm	$\alpha$	Hm/Lm	$\alpha$
1.50	0.790	1.63	0.722	1.76	0.655	1.89	0.587
1.51	0.785	1.64	0.717	1.77	0.650	1.90	0.582
1.52	0.780	1.65	0.712	1.78	0.644	1.91	0.577
1.53	0.774	1.66	0.707	1.79	0.639	1.92	0.572
1.54	0.769	1.67	0.702	1.80	0.634	1.93	0.566
1.55	0.764	1.68	0.696	1.81	0.629	1.94	0.561
1.56	0.759	1.69	0.691	1.82	0.624	1.95	0.556
1.57	0.754	1.70	0.686	1.83	0.618	1.96	0.551
1.58	0.748	1.71	0.681	1.84	0.613	1.97	0.546
1.59	0.743	1.72	0.676	1.85	0.608	1.98	0.540
1.60	0.738	1.73	0.670	1.86	0.603	1.99	0.535
1.61	0.733	1.74	0.665	1.87	0.598	2.00	0.530
1.62	0.728	1.75	0.660	1.88	0.592		

**Tabla 2.3** Simplificación de cálculos de Iteración para  $\alpha c$  según ACI 318-11 (Bondarenko S. & Garcia I. – Manual de Calculo y Diseño de Muros Estructurales).

Hm/Lm	$\alpha$	Hm/Lm	$\alpha$	Hm/Lm	$\alpha$	Hm/Lm	$\alpha$
1.50	0.800	1.63	0.730	1.76	0.660	1.89	0.589
1.51	0.795	1.64	0.724	1.77	0.654	1.90	0.584
1.52	0.789	1.65	0.719	1.78	0.649	1.91	0.579
1.53	0.784	1.66	0.714	1.79	0.643	1.92	0.573
1.54	0.778	1.67	0.708	1.80	0.638	1.93	0.568
1.55	0.773	1.68	0.703	1.81	0.633	1.94	0.562
1.56	0.768	1.69	0.697	1.82	0.627	1.95	0.557
1.57	0.762	1.70	0.692	1.83	0.622	1.96	0.552
1.58	0.757	1.71	0.687	1.84	0.616	1.97	0.546
1.59	0.751	1.72	0.681	1.85	0.611	1.98	0.541
1.60	0.746	1.73	0.676	1.86	0.606	1.99	0.535
1.61	0.741	1.74	0.670	1.87	0.600	2.00	0.530
1.62	0.735	1.75	0.665	1.88	0.595		



### 2.9.4 Calculo de la Resistencia al Corte $V_c$

Para el cálculo de la resistencia al corte aportado por el concreto en la sección transversal del muro  $V_c$ , según los artículos (14.4.1.1 N 1753:06), (11.9.5 ACI 318-11) y (11.9.6 ACI 318-11) se deberá elegir el menor valor obtenido de las siguientes ecuaciones:

$$\begin{array}{l}
 1) V_c = 0,88\sqrt{f'c}b_wd_w + \frac{N_u d_w}{4L_w} \\
 2) V_c = \left[ 0,16\sqrt{f'c} + \frac{L_w(0,33\sqrt{f'c} + 0,2\frac{N_u}{b_wL_w})}{(\frac{M_u}{V_u} - 0,5L_w)} \right] b_wL_w \\
 3) V_c = 0,53\sqrt{f'c}b_wd_w \left( 1 + 0,007\frac{N_u}{A} \right) \rightarrow
 \end{array}
 \left. \begin{array}{l}
 \text{(Art. 14.4.1.1 N 1753:06)} \\
 \text{y} \\
 \text{(Art. 11.9.6 ACI 318-11)}
 \end{array} \right\}$$

$$V_c = 0,53\sqrt{f'c}b_wd_w \rightarrow \text{(Art. 11.9.5 ACI 318-11)}$$

Luego de haber calculado la resistencia al corte aportada por el concreto debe de compararse con la cortante actuante.

El artículo **(14.4.2a N 1753:06)** plantea que si  $V_u \leq 0.5\phi V_c$  se deberán de utilizar:

Para barras con resaltes de tensión cedente no menor de 4200 kgf/cm<sup>2</sup>, de diámetro no mayor de la No. 5 (16M), o mallas de alambres electrosoldados no mayor de 16 mm, cuantía horizontal,  $\rho_h \geq 0,0020$ ;

Para barras No. 6 (20M) y de mayor diámetro, cuantía horizontal,  $\rho_h \geq 0,0025$



Sí  $V_u > 0.5\phi V_c$  se debe utilizar la ecuación ilustrada en el artículo (14.4.2.1 N 1753:06).

Con la resistencia al corte aportado por el concreto se debe estimar la resistencia al corte aportada por el refuerzo horizontal de la sección del muro, para esto se utilizará la siguiente ecuación:

(Art. 11.2 N 1753:06)

$$V_S = \frac{V_u}{\phi} - V_c \rightarrow y$$

(Art. 11.9.2 ACI 318-11)

En el siguiente paso a seguir existe una diferencia de criterios a tomar, sin embargo el procedimiento consecuente es similar para ambas; en el artículo (14.4.2.1 N 1753:06) la condición es que  $V_u > 0.5\phi V_c$  mientras que en (11.9.9.1 ACI 318-11) es que  $V_u > \phi V_c$ . Y la acción tomada para ambas situaciones será la aplicación de la siguiente ecuación:

$$V_S = \frac{A_{sh} f_y d_w}{s_h}$$

Tanto el artículo (14.4.2.1 N 1753:06) como el (11.9.9.3 ACI 318-11) establecen que la separación de los aceros de refuerzo  $s_h$  por corte, no excederá ninguno de los siguientes valores:  $0,2L_w$ ,  $3b_w$ , ni 25 cm.

A partir de la resistencia al corte aportada por el acero  $V_s$ , se debe calcular la relación entre el área de acero de refuerzo horizontal y la separación entre barras,  $(A_{sh}/s_h)$  a través de la siguiente ecuación:

$$\frac{A_{sh}}{s_h} = \frac{V_s}{F_y \cdot d_w}$$



Al multiplicar  $(A_{sh}/S_h)$  por 100cm, que representa una franja unitaria del muro se obtiene el área de acero de refuerzo horizontal,  $A_{sh}$

$$A_{sh} = \frac{A_{sh}}{S_h} * 100$$

Por último se obtiene la cuantía  $\rho_{h2}$  a partir de la ecuación planteada a continuación:

$$(\text{Art. 14.4.2 N 1753:2006}) \rightarrow \rho_{h2} = \frac{A_{sh}}{b_w s_h}$$

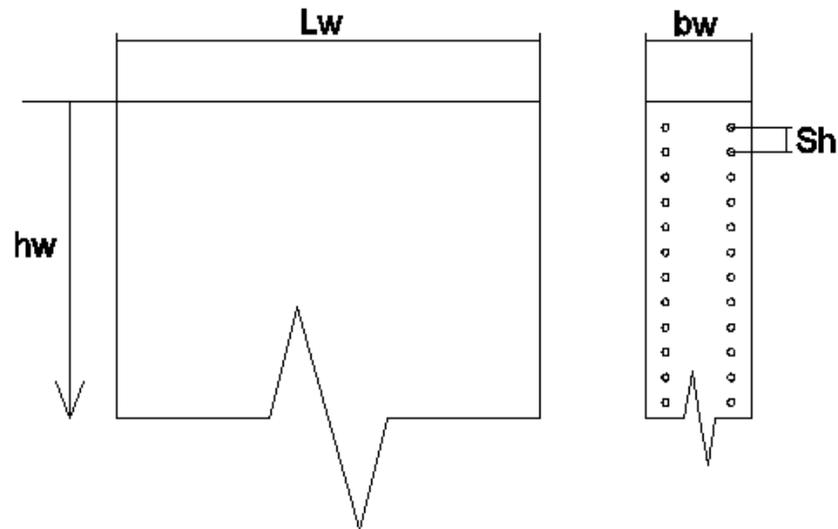
La cuantía de acero de refuerzo transversal  $\rho_{h2}$  se debe comparar con  $\rho_{h1}$ , y estas con la cuantía mínima, establecida en los artículos (14.5.2 N 1753:06) y (11.9.9.2 ACI 318-11):

$$\rho_{h_{min}} = 0.0025$$

## 2.10 Detallado del Acero de Refuerzo por Corte

### 2.10.1 Separación del Refuerzo Horizontal

De acuerdo con los artículos (14.4.2.1 N 1753:06) y (11.9.9.3 ACI 318-11) la separación de los aceros de refuerzo **sh** por corte, no excederá ninguno de los siguientes valores:  $0,2L_w$ ,  $3b_w$ , ni 25 cm.



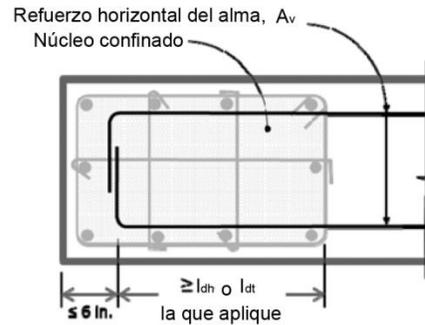
**Figura 2.14** Refuerzo Horizontal y su Separación. (Slawko Bondarenko & Iván García – Trabajo Especial de Grado).

### 2.10.2 Anclaje del Refuerzo Horizontal en Miembros de Borde

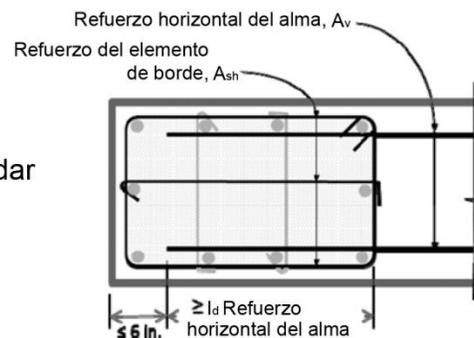
Los refuerzos horizontales en el alma del muro se extenderán hasta 6 pulgadas del extremo del muro. Los refuerzos deben ser anclados para desarrollar una tensión  $f_y$  dentro del núcleo confinado del elemento de borde usando ganchos estándar. Donde el elemento de borde confinado posee suficiente longitud para desarrollar el refuerzo horizontal del alma.

Cuando el miembro de borde tiene longitud en la dirección de la barra y la relación  $A_s f_y / S$  del acero horizontal del alma del muro es menor que el  $A_{sh} f_y / S$  de su miembro de borde, se permitirá anclar el acero horizontal del alma sin la utilización de ganchos ni tuercas de anclaje, extendido hasta 15 cm antes del extremo del miembro de borde.

(a) Opción con gancho estándar o tuercas de anclaje



(b) Opción sin gancho estándar ni tuercas de anclaje (barras rectas)



**Figura 2.15** Longitud de Desarrollo del Refuerzo Horizontal del Muro en Miembros de Borde (Building Code Requirements for Structural Concrete ACI 318-11).

## 2.11 Obtención del Acero de Refuerzo por Flexión

Los Muros estructurales serán diseñados para soportar cada una de las combinaciones de fuerza axial y momento flector debidamente mayoradas, a las cuales va a estar sometido. De estas, se seleccionara como combinación de diseño aquella que arroje la mayor demanda de acero de refuerzo.

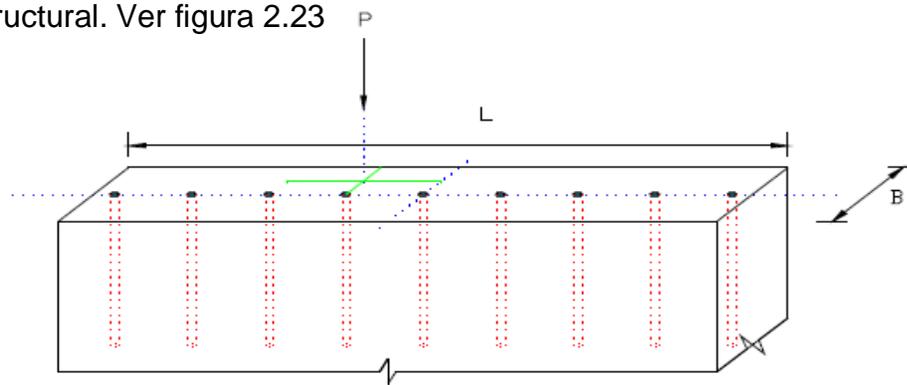
Para determinar el acero de refuerzo longitudinal, se realiza un análisis de deformaciones unitarias, para mayor rapidez a la hora del diseño es recomendable el uso de diagramas de interacción que con el momento ultimo mayorado ( $M_u$ ) y la carga axial ultima ( $P_u$ ) se puede obtener la cuantía de acero necesaria a usar en el muro.

Esta cuantía ( $\rho_v$ ) no debe ser menor a la cuantía mínima de 0.0025 ni mayor de 0.04 (**Art. 10.6.2 N 1753:06**)

### 2.11.1 Metodología para la Elaboración de Diagramas de Interacción

#### Hipótesis

Asumimos un estado de carga excéntrica para una sección genérica de un muro estructural. Ver figura 2.23



**Figura 2.16** Estado de Carga Asumida.

Se afirma que existe adherencia entre el acero de refuerzo y en concreto adyacente

Por lo tanto la deformación del acero de refuerzo es igual a la del concreto adyacente, además se sabe que la máxima deformación del concreto en compresión es  $\epsilon_{cu} = 0.003$ . ver figura 2.17

Del estado de carga deformado se tiene el diagrama de deformaciones unitarias ver figura 2.18

Se sabe que el esfuerzo en el acero de refuerzo se toma como  $E_s$  veces su deformación unitaria  $F_s = E_s \times \epsilon_s$  donde ( $E_s$ ) = modulo de elasticidad del acero ( $2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ )

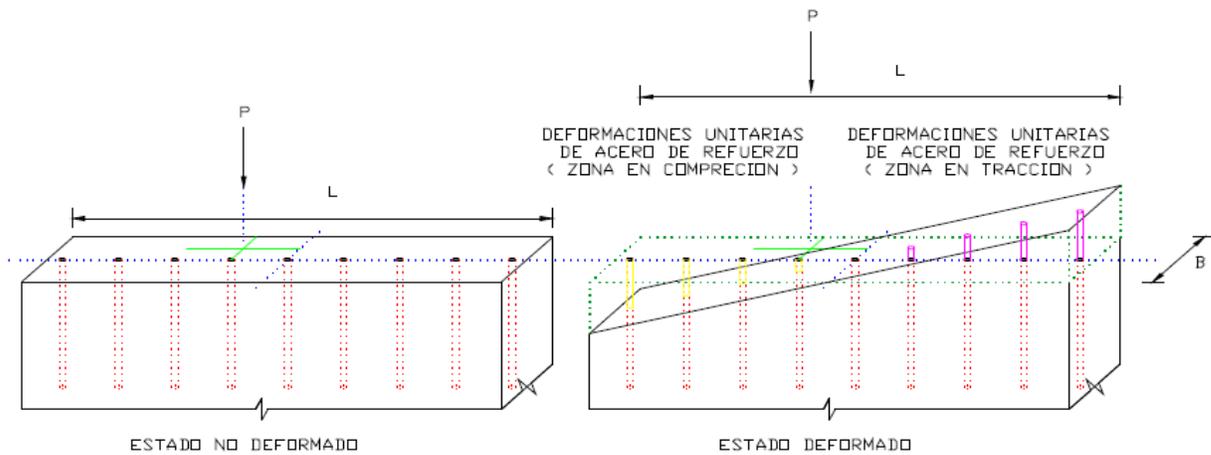


Figura 2.17 Modo de Deformación.

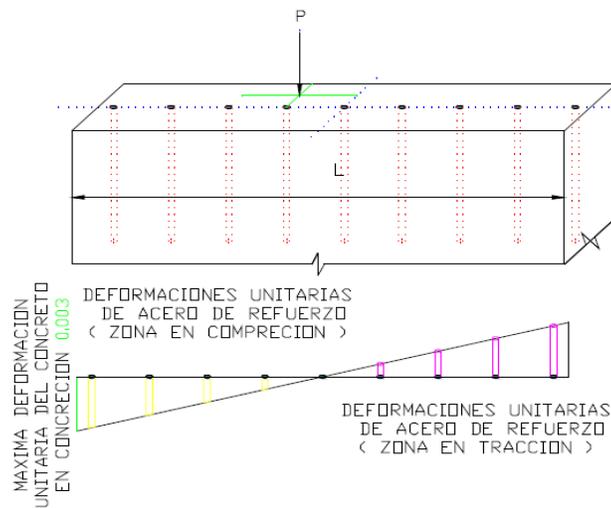


Figura 2.18 Diagrama de Deformaciones Unitarias.

Las Normas (ACI 318 y FONDONORMA 1753-2006 ) reglamentan para este tipo de análisis que para esfuerzos de acero mayores al  $F_y$  debe tomarse como esfuerzo del acero  $F_y$  independiente de su deformación

Tabla 2.4 Tensiones en el Acero de Refuerzo

DEFORMACIÓN	TENSIÓN
$\epsilon_s < \epsilon_y$	$f_s = E_s \epsilon_s$
$\epsilon_s \geq \epsilon_y$	$f_s = f_y$

Se conoce que el concreto no tiene buena resistencia a tracción por lo tanto los esfuerzos en tensión del concreto no son considerados en los cálculos de diseño

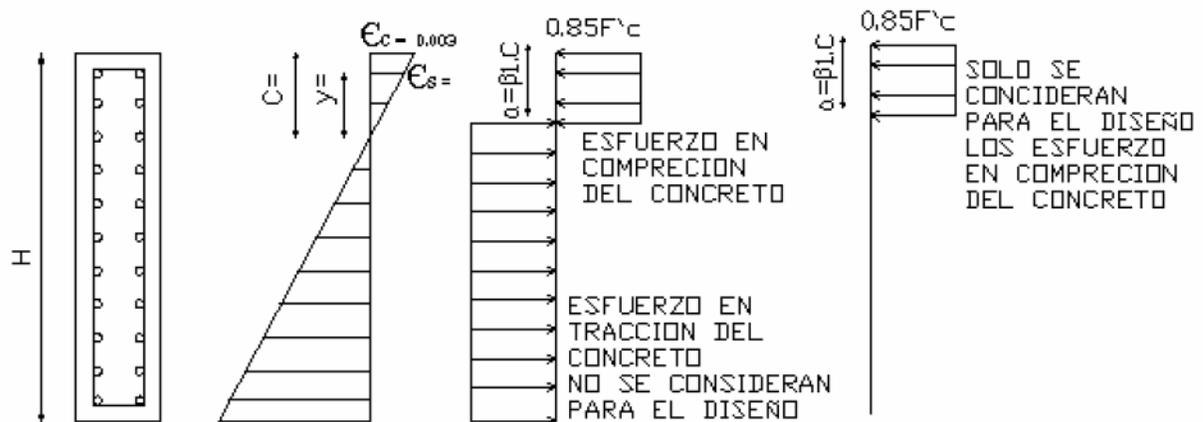


Figura 2.19 Diagrama de Esfuerzos y Deformación.

El diagrama esfuerzo-deformación para la zona de esfuerzos de compresión del concreto se puede definir como:

Un esfuerzo de  $0.85f'_c$ , que se supondrá uniformemente distribuido en una zona equivalente de compresión en el concreto, limitada por los bordes de la sección transversal

Y una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia  $a = \beta_1c$  de la fibra de deformación unitaria máxima en compresión.

La distancia  $c$ , desde la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro se medirá en dirección perpendicular a dicho eje.

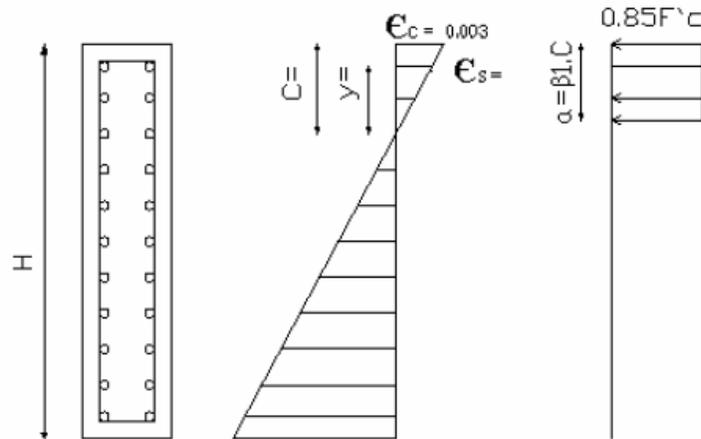


Figura 2.20 Diagrama de Esfuerzos

El factor  $\beta_1$  se tomara según la Tabla 2.5.

En una sección existe la condición de deformación balanceada, cuando simultáneamente el acero de refuerzo mas traccionado alcanza la deformación

$\epsilon_s = \epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$ , y el concreto en compresión alcanza la deformación  $\epsilon_u = \epsilon_{cu} = 0.003$ .

Tabla 2.5 Valores del Factor  $\beta_1$

$f'_c$	$\beta_1$
$\leq 280 \text{kgf/cm}^2$	0.85
$> 280 \text{kgf/cm}^2$	$1.05 - \frac{f'_c}{1400} \geq 0.65$

### Elaboración de Diagramas de Interacción

A continuación se presenta el procedimiento de cálculo del análisis de compatibilidad de deformaciones

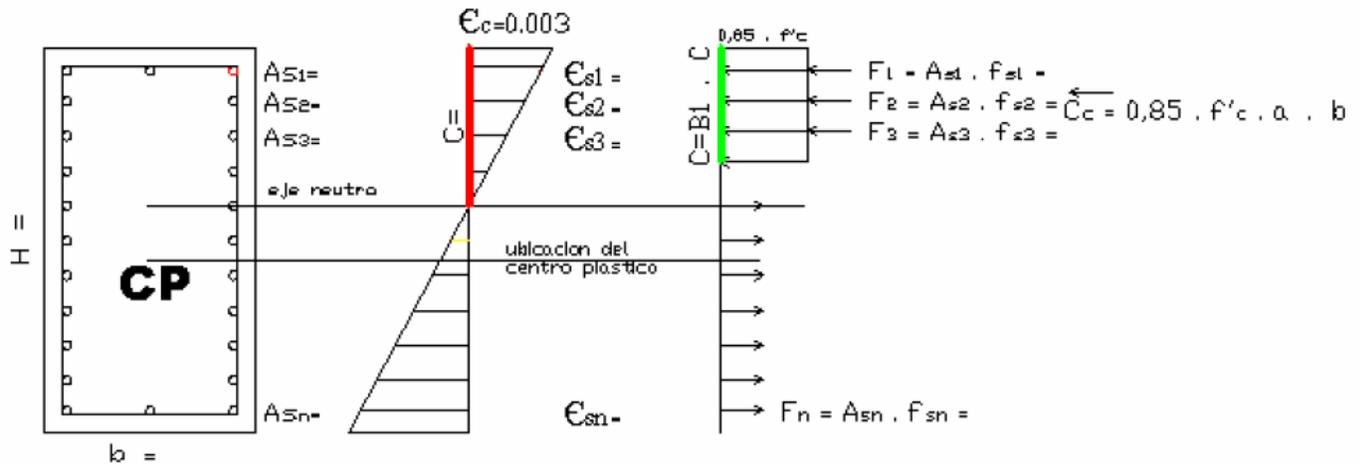


Figura 2.21 Diagrama de Esfuerzo-Deformación

Se tiene la sección mostrada en la figura 2.21 con su distribución de acero

1) Se calcula las deformaciones del diagrama de deformaciones para las distintas ubicaciones de acero por semejanza de triángulos pero teniendo en cuenta que la máxima deformación del concreto en compresión es 0.003 y que para deformaciones mayores a las que corresponde a  $f_s = f_y$  se debe tomar una fluencia del acero igual a  $f_y$  independientemente de la deformación que le corresponde esto lo dice la norma (FONDONORMA 1753-2006 y ACI 318-11)

2) Se calcula los esfuerzos producidos por el acero sabiendo que el máximo valor para el diseño es  $f_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$F_{s1} = \epsilon_{s1} \times E_{s1}$$

$$F_{s2} = \epsilon_{s2} \times E_{s2}$$

$$F_{s3} = \epsilon_{s3} \times E_{s3}$$



$$F_{Sn} = \epsilon_{Sn} \times E_{Sn}$$

Donde  $E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$  y el máximo valor de  $F_s = 4200 \text{ kgf/cm}^2$

3) Se calcula las fuerzas producidas por el acero sabiendo que el máximo valor para el diseño es  $f_s = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ .

$$F_1 = F_{s1} \times A_{s1}$$

$$F_2 = F_{s1} \times A_{s2}$$

$$F_3 = F_{s3} \times A_{s3}$$

$$F_n = F_{sn} \times A_{sn}$$

$$F = F_1 + F_2 + F_3 + \dots + F_n$$

4) Se calcula los momentos producidos por el acero con respecto al centro plástico de la sección.

$$M_1 = F_1 \times Y_1$$

$$M_2 = F_1 \times Y_2$$

$$M_3 = F_3 \times Y_3$$

$$M_n = F_n \times Y_n$$

$$M = M_1 + M_2 + M_3 + \dots + M_n$$

5) Se calcula la fuerza producida por bloque de concreto en compresión.

$$C_c = 0.85 \times F_c \times a \times b$$

6) Se calcula el momento respecto al centro plástico producido por bloque de concreto en compresión.

$$M(C_c) = C_c \times Y$$

7) Se calcula los valores para la grafica.

Para Y: F + CC valor de carga axial nominal



Para X:  $M + M$  (CC) valor de momento flector nominal

8) Para la misma cuantía se repiten los 7 pasos anteriores para las distintas posiciones del eje neutro.

8) Se repiten los 8 pasos anteriores para las distintas cuantías de acero.

## 2.12 Miembros de Borde

Bajo grandes efectos de volcamiento, causado por las fuerzas sísmicas horizontales, los extremos de los muros de los muros de estructurales experimentan altos esfuerzos de compresión y tracción. Para asegurar el comportamiento dúctil de los muros estructurales, el concreto en los extremos de los muros debe ser reforzado de una manera especial para sostener estas inversiones de carga sin liberar fuerza, ver figura 2.22. Regiones finales de un muro con confinamiento aumentado, son llamados elementos de borde.

Este refuerzo especial de confinamiento transversal en elementos de bordes es similar al provisto, en columnas de concreto reforzado en pórticos. Algunas veces el espesor de los muros estructurales en estos elementos de borde son incluso aumentados, ver figura 2.23. Los muros de concreto reforzado con elementos de borde, tienen sustancialmente más fuerza resistente a la flexión y a la capacidad de llevar fuerzas cortantes horizontales, y son por lo tanto menos susceptibles a daños causados por sismos que muros sin miembros de borde.

En los muros estructurales se podrán obviar los miembros de borde, cuando se satisfagan las condiciones establecidas por alguno de los procedimientos que se describen a continuación: **(Art. 14.6.1 N 1753:06)**

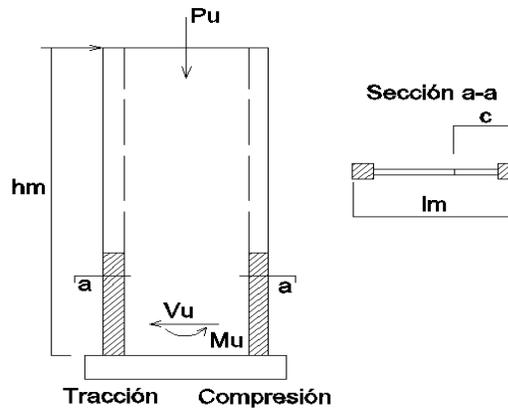


Figura 2.22 Uso de Miembros de Borde. (Slawko Bondarenko & Iván García – Trabajo Especial de Grado).

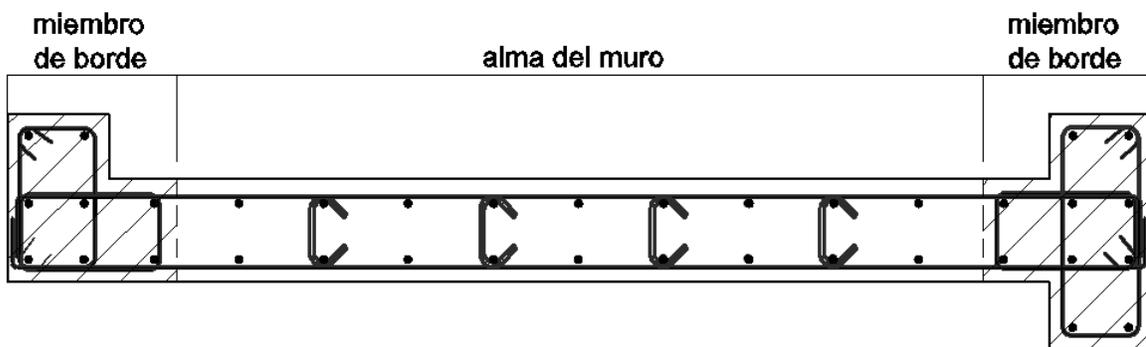


Figura 2.23 Ejemplo de Miembro de Borde, (Slawko Bondarenko & Iván García – Trabajo Especial de Grado).

Procedimiento 1:

$$c < \frac{Lw}{600 * \frac{\Delta_t}{h_w}}$$

La relación  $\Delta t / h_w$  no será menor de 0,007.

$L_w$  = Longitud del muro o del segmento del muro considerado en la dirección de la fuerza cortante en cm.



$\underline{c}$  = Profundidad del eje neutro, calculado según las hipótesis del Artículo 10.2 y que corresponde al momento resistente de diseño con  $\phi = 1$  cuando el muro o segmento de muro se desplace  $\Delta t$ . La carga axial es la carga axial de diseño consistente con la combinación de solicitaciones del Artículo 9.3 que produzca el desplazamiento lateral de diseño  $\Delta t$  en cm.

$\underline{hw}$  = Altura del muro o del segmento del muro considerado en cm.

$\underline{\Delta t}$  = Desplazamiento lateral de diseño del muro o segmento de muro, determinado según el Capítulo 10 de la Norma Venezolana 1756.

Procedimiento 2: Se deben cumplir los requisitos de la Tabla 2.8

Cuando sea necesario el uso de los elementos de borde, su longitud variará linealmente de  $0,30L_w$  a  $0,15L_w$ , cuando  $N_u$  varíe de  $0,35N_o$  a  $0,15N_o$ . La longitud mínima del miembro de borde será de  $0,15L_w$ , pero no menor de 45 cm. La fuerza axial  $N_o$  se determina de la siguiente manera,  $N_o = 0,85 f_c' (A - A_{sv}) + f_y A_{sv}$ .

**Tabla 2.6** Condiciones para Obviar los Miembros de Borde. (FONDONORMA 1753:2006, Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural).

CONDICIONES PARRA OBVIAR LOS MIEMBROS DE BORDE		
FORMA DEL MURO	CARGA AXIAL	REQUISITO ADICIONAL
Simétrico	$N_u \leq 0,10A_{cv}f'c$	$\frac{M_u}{V_u L_w} \leq 1,0$ ó
Asimétrico	$N_u \leq 0,05A_{cv}f'c$	$\frac{M_u}{V_u L_w} \leq 3,0$ y $V_u \leq 0,79A_{cv}\sqrt{f'c}$



### 2.12.1 Determinación de la Profundidad del Eje Neutro

Como se pudiera notar, para determinar el uso de los elementos de borde por el Procedimiento, se debe conocer la profundidad del eje neutro ( $c$ ), a continuación se describe un método para obtener dicho parámetro. Este método es descrito en la guía SEAOC Vol 3 (Building Design Example).

De la condición asumida en la figura 2.24, procedemos al cálculo de la profundidad del eje neutro,  $c$  a través de un método iterativo que posee el siguiente procedimiento:

- 1) Al tener la cuantía de acero de un muro, se debe hacer una distribución inicial simétrica.
- 2) Estimar un valor inicial de  $c$  como  $c=0.15L_w$ .
- 3) Calcular las fuerzas de tensión y compresión con la tabla 2.6, a través de un análisis de deformaciones asumiendo que la deformación del acero de refuerzo es igual a la del concreto adyacente, y se toma como máxima deformación del concreto  $\varepsilon_{cu} = 0.003$
- 4) Balancear las fuerzas para calcular la fuerza producida por el bloque de concreto a compresión.

$$C_c = (P_n + \sum T_s - \sum C_s).$$

- 5) Calcular la altura del bloque de compresión,  $a$ . Que corresponde a  $C_c$ .
- 6) Calcular  $c$  igual a  $a/\beta_1$ , y comparar con la  $c$  inicial asumida  $\beta_1$  se define en la tabla 2.7

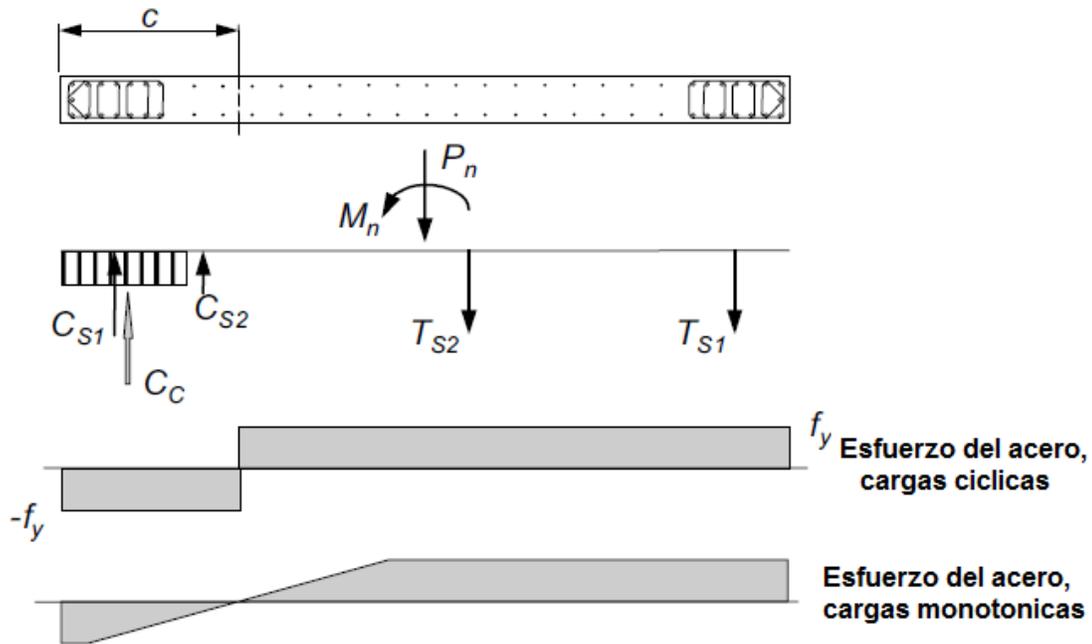


Figura 2.24 Esfuerzo del Acero y Profundidad del Eje Neutro.

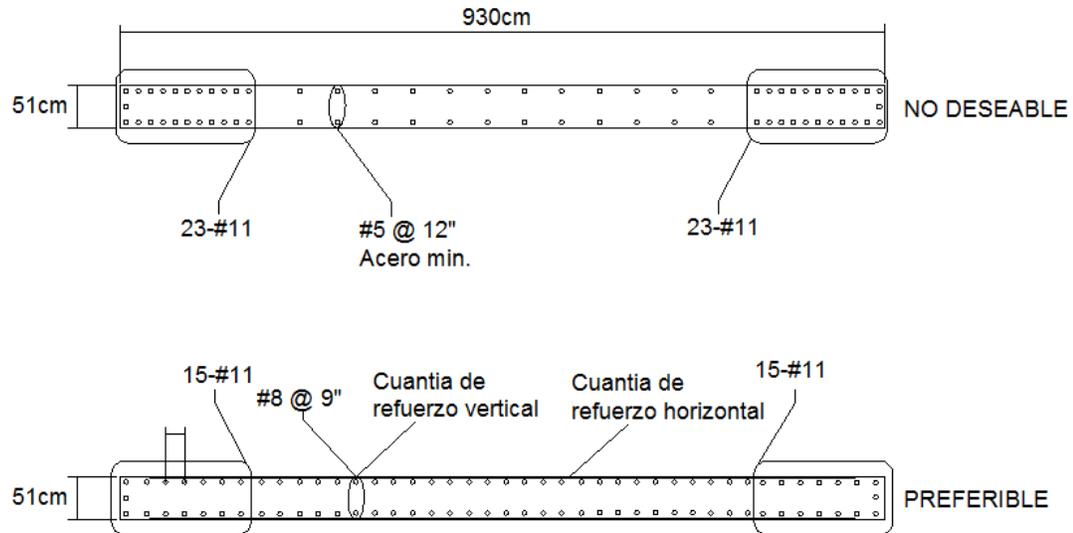
- 7) De ser diferente los valores de  $c$ , se debe repetir los pasos del 1 al 6 hasta que el valor de  $c$  sea suficientemente aproximado.

### 2.13 Detallado del Acero de Refuerzo por Flexo-compresión

Luego de obtenida la cuantía a flexión  $p_v$  a través de los diagramas de interacción, se debe pasar a realizar el detallado del acero longitudinal y de los refuerzos transversales.

FONDONORMA 1753:2006 **H-14.3** establece que de existir miembros de borde, el acero sea repartido 50% en los miembros de borde y 50% en el alma del muro, para así evitar el congestionamiento de acero en los miembros de borde y aumentar la resistencia al deslizamiento, ver figura 2.25

El código ACI 318-11 establece que en los elementos de borde se debe repartir el 100% del acero demandado por el muro, y en el alma se colocara la cuantía demandad por corte. Aumentado así la resistencia a flexión del muro.



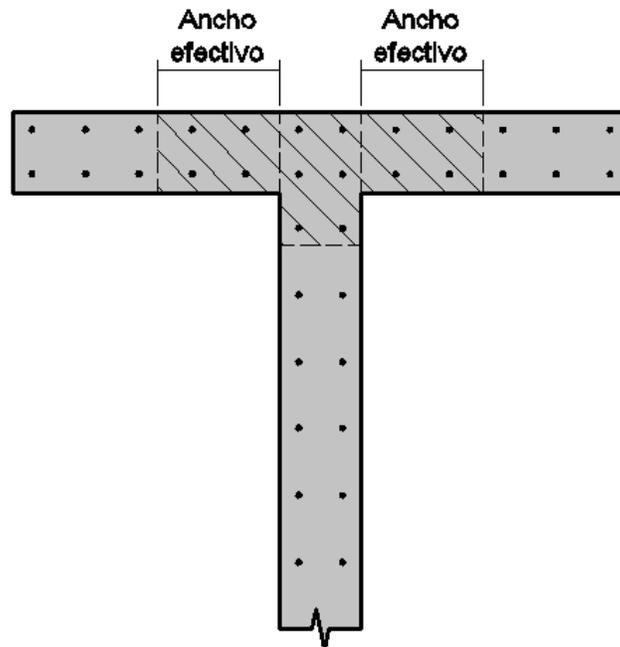
**Figura 2.25** Distribución del Acero de Refuerzo Longitudinal en la Sección de un Muro.

Con la cuantía de acero demandado se puede obtener la relación  $(N_u/N_o)$ . Esta relación nos indicará si la sección de muro está controlada por compresión, por tensión o se encuentra en zona de transición. Si la sección está controlada por compresión ( $N_u/N_o > 0.35$ ) el muro deberá detallarse como una columna, si está controlada por tensión o está en la zona de transición se detallará como muro estructural ( $N_u/N_o < 0.35$ ). Esto indica que los muros estructurales no deben comportarse como secciones controladas por compresión.

En el diseño de secciones con forma de **I**, **L**, **C** ó **T**, la anchura efectiva fuera de la cara del alma será el menor de los siguientes valores:

- La mitad de la distancia al alma de un muro estructural adyacente, o

- b. El 25% de la altura total del muro estructural. (Art. 14.5.3 N 1753:06)



**Figura 2.26** Consideración de Ancho Efectivo en Muros con alas

Si el Muro no necesita miembros de borde, y el acero en el extremos es mayor que  $28/f_y$ , se debe colocar refuerzo transversal (estribos), el área se calculara de la siguiente manera:

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s h_c f_c'}{f_y}$$

donde  $h_c$ , es la dimensión transversal del núcleo de la columna o de un miembro de borde de un muro estructural, medida centro a centro del acero de confinamiento (Art. 18.4.5.2 N 1753:06)

Cuando  $V_u < 0,265 A_c v f_c'$ , los estribos que termina en los extremos de los muros sin miembros de borde tendrá un gancho estándar en el extremo de las barras, o estos extremos serán confinados por ligaduras en forma de U que tengan el mismo diámetro y separación que el refuerzo transversal horizontal.

Estas ligaduras deberán estar debidamente empalmadas a este acero de refuerzo.

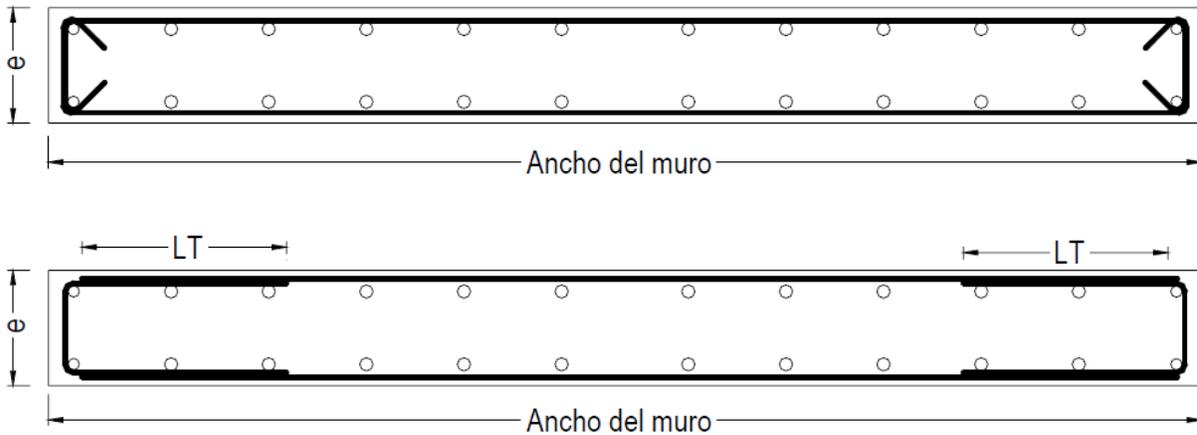


Figura 2.27 Refuerzo horizontal del muro cuando no existen miembros de borde

Separación del acero transversal  $s \leq 20\text{cm}$

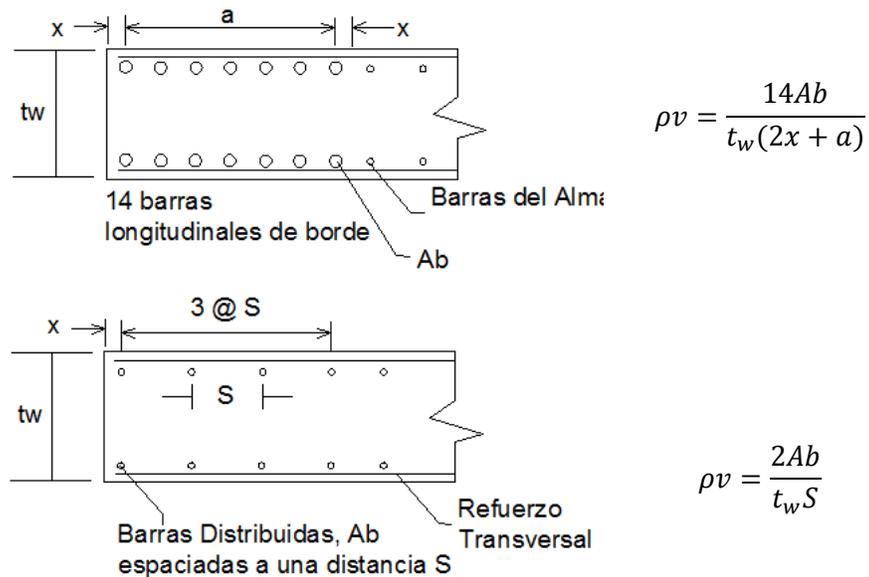


Figura 2.28 Relaciones de Refuerzo Longitudinal para Condiciones Típicas de Miembros de Borde en Muros.



## 2.14 Detallado de Miembros de Borde

El detallado de los miembros de borde debe cumplir con los siguientes requisitos:

En muros con alas, los miembros de borde incluirán la anchura efectiva del ala en compresión y el cual debe extenderse al menos 30 cm dentro del alma.

El acero de refuerzo se extenderá desde la sección crítica en una distancia no menor de **Lw** o de **Mu / 4Vu**. Ver figura 2.29

Se debe colocar refuerzo transversal en dos direcciones perpendiculares y se calculan con la siguiente ecuación:

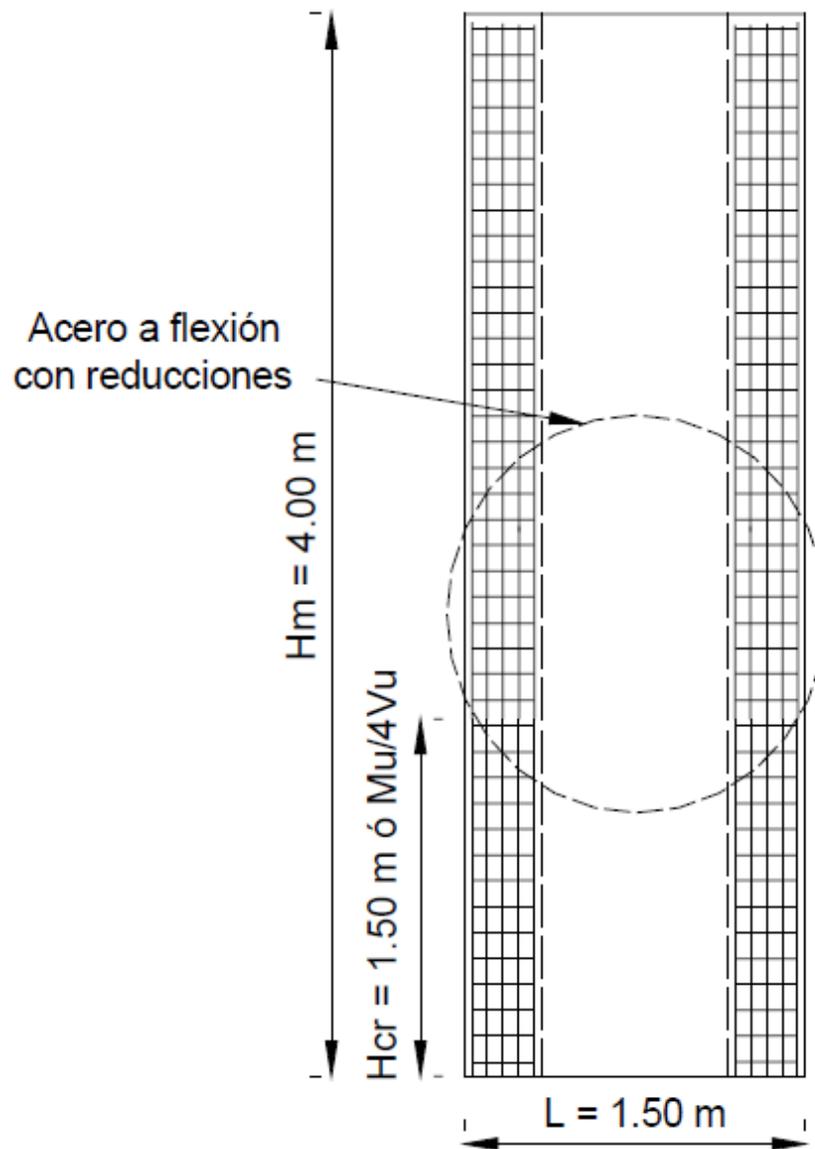
$$A_{sh} = 0.09 \frac{s h_c f'_c}{f_y}$$

donde **hc**, es la dimensión transversal del núcleo de la columna o de un miembro de borde de un muro estructural, medida centro a centro del acero de confinamiento (**Art. 18.4.5.2 N 1753:06**)

Los ganchos de las ligaduras, se doblarán a 135° y tendrán una longitud de 6 diámetros ó 7,5 cm, la que sea mayor. Ver figura 2.30.

El acero de confinamiento se debe extender horizontalmente desde el borde: (**c – 0,1 Lw**) ó **0,5c**.

No se permitirán empalmes por solape del acero de refuerzo longitudinal de los miembros de borde en una distancia equivalente a la longitud de la rótula plástica **Lp**. La longitud de la rótula plástica será igual a **0,5Lw**.



**Figura 2.29** Reducción del Acero de refuerzo con la altura

En toda la longitud de solape se colocará acero de refuerzo transversal formado por estribos cerrados, siendo la separación no mayor que  $d/4$  ó 10 cm.

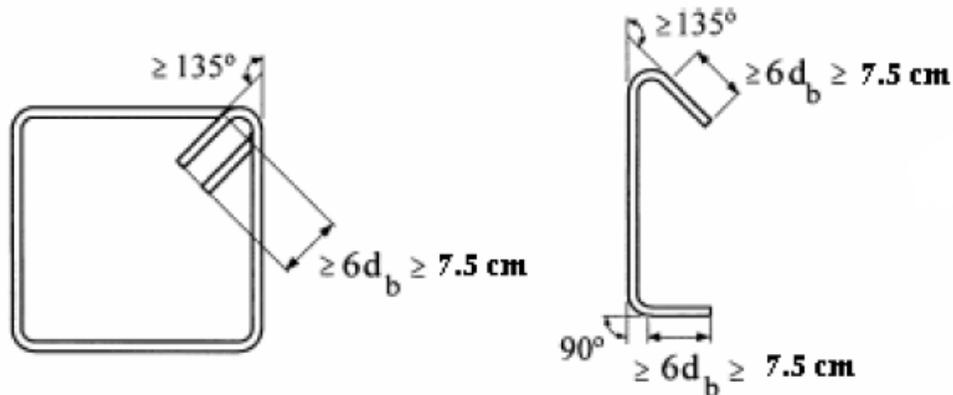


Figura 2.30 Característica de los estribos de confinamiento

Según los artículos (12.3.2.1 N 1753:06) y (12.16.1 ACI 318-11) la longitud de empalme por solape de las barras comprimidas no será menor que:

a. Para acero de refuerzo con  $f_y \leq 4200 \text{ kgf/cm}^2$ :  $7.1 \cdot 10^{-3} f_y db$

Para acero de refuerzo con  $f_y > 4200 \text{ kgf/cm}^2$ :  $(0.013 f_y - 24) db$

b. 30 cm.

Cuando excepcionalmente se justifique el uso de concretos con  $f_c' < 210 \text{ kgf/cm}^2$ , la longitud de empalme se incrementará en un tercio.

El espaciado de los refuerzos transversales a lo largo de la longitud  $l_o$  del miembro no debe exceder la menor longitud entre (a), (b), y (c): ver figura 2.30

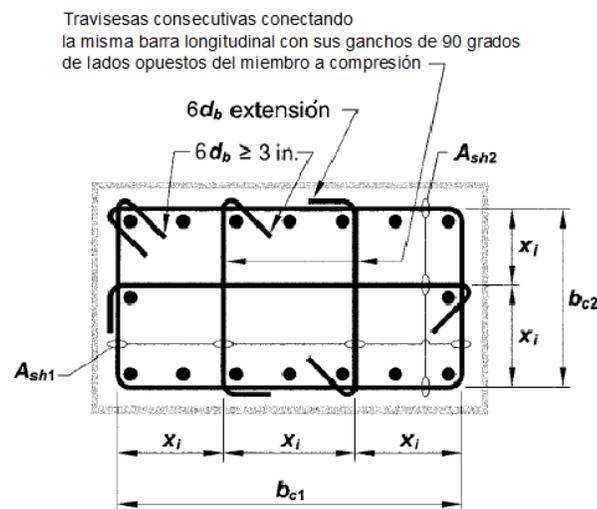
(a) Un cuarto de la menor dimensión del elemento (en este caso el espaciado límite de los refuerzos transversales deberá ser un tercio de la menor dimensión del elemento de borde);

(b) Seis veces el diámetro de la barra longitudinal más pequeña; y

(c)  $S_o$ ; definida por la siguiente ecuación:

$$S_o = 10 + \left( \frac{35 - hx}{3} \right)$$

El valor  $S_o$  no debe exceder 15cm, y no debe ser tomado menor a 10 cm.



La dimensión  $x_i$  de centro a centro de los pies de amarre no debe exceder 14 pulgadas. El término  $hx$  usado en la ecuación 21-2 es tomado como el mayor valor de  $x_i$ .

**Figura 2.31** Ejemplo de refuerzo transversal en elemento a compresión (ACI 318-11)

Luego de tener bien definido los refuerzos del muro se debe crear el plano de detalle de manera que facilite su construcción en obra. En la figura 2.32 se puede ver un plano de detalle de muro típico.

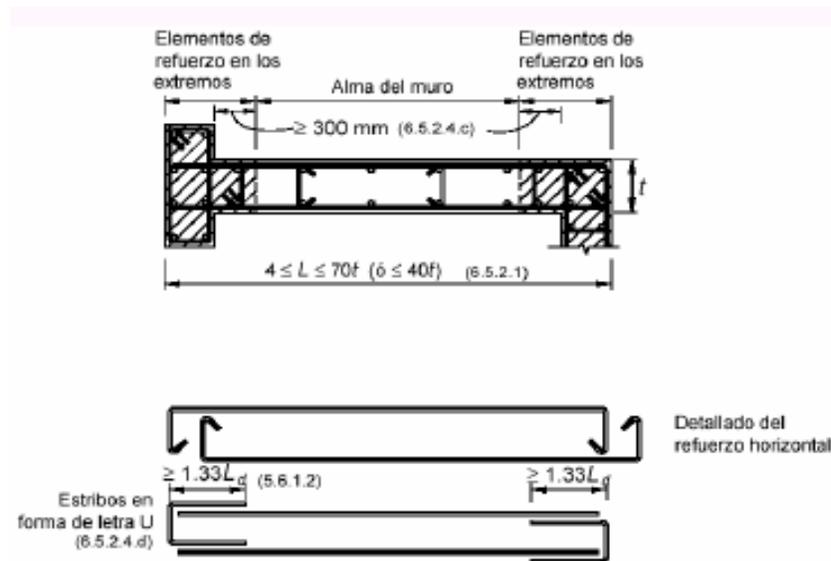
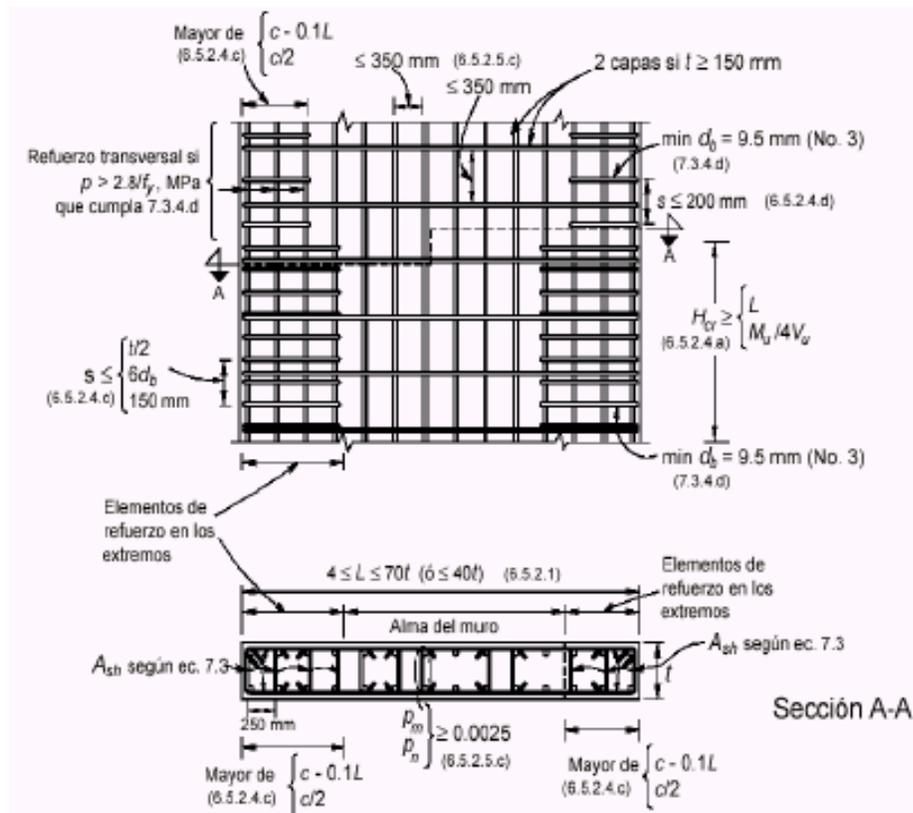


Figura 2.32 Detallado final de muro

## 2.15 Anclaje del Acero de refuerzo longitudinal

El mal anclaje del acero longitudinal de los muros en las fundaciones, puede generar un método de falla frágil, que aunque el detallado del muro sea perfecto al no transmitir bien los esfuerzo a la fundación el comportamiento del muro no será el esperado y fallara directamente en la base, pudiendo suceder un fenómeno de volcamiento como sucedió en el edificio mercurio durante el terremoto de chile en 2011. (Ver figura 2.32)



Figura 2.33 Falla por deficiencia de anclaje (Edificio Mercurio, Chile)

- Para evitar este tipo de falla se debe seguir las siguientes recomendaciones:

El Acero de refuerzo longitudinal se debe extender dentro del sistema de fundación, para que este pueda desarrollar su capacidad en tracción.



Cuando los muros se consideren empotrados, los aceros de refuerzos deben terminar con un gancho de 90°

Se debe asegurar que la longitud de anclaje cumpla con la longitud de desarrollo del acero para que este asegure la transferencia a las fundaciones.

El acero de los miembros de bordes que estén dentro de la mitad de la profundidad de la zapata, deberá tener acero de refuerzo transversal (estribos), este acero se extenderá hasta no menos de la mitad de la altura de la fundación

El acero de refuerzo transversal de los miembros de borde en la base de los muros debe extenderse dentro de su apoyo al menos la longitud de transferencia por anclaje a tracción de la barra longitudinal de mayor diámetro. En losas de fundación o zapatas esta extensión no será menor de 30 cm.

## 2.16 Chequeo de Deslizamiento

En juntas de construcción y zonas de rotulas plásticas de flexión, los muros pueden ser vulnerables a deslizamientos por cortante. Típicamente los muros de baja altura son más vulnerables. Si las superficies de las juntas de construcción son apropiadamente preparadas según las recomendaciones de diseño sísmico, los muros más altos no deberán ser susceptibles a fallas por deslizamiento de cortante.

El deslizamiento por cortante puede ser chequeado aplicando la siguiente ecuación:

$$V_n = A_{vf} f_y \mu \quad (\text{Art. 11.6.4.1 ACI 318-11})$$



Donde:

$V_n$ : Corte resistente al deslizamiento

$\mu$ : Es el coeficiente de fricción, el cual es tomado como  $1.0\lambda$ , donde  $\lambda = 1.0$  para concretos de peso normal.

$A_{vf}$ : Es la cantidad de refuerzos de transferencia de corte que cruzan el plano potencial de deslizamiento. Lo que no es más que el área de acero vertical en la base del muro, que además de actuar como refuerzo a flexión y en la base también actúa como refuerzo de transferencia de cortante

La carga permanente axial también aporta resistencia al deslizamiento, este incremento se puede agregar a la ecuación anterior con una incidencia del  $0.9P_{cp}$

$$V_n = (A_{vf}f_y + 0.9P_{cp})\mu$$

$V_n$  no puede ser mayor al de los siguientes valores:

$$(\text{Art. 11.6.5 ACI 318-11}) \quad \left\{ \begin{array}{l} 0.2f'_c A_c \\ (34 + 0.08 f'_c) A_c \\ 110A_c \end{array} \right.$$

El valor de  $V_n$  se debe comprara con el cortante tanto en la base como en cada nivel de entrepiso.



## CAPITULO III

### MARCO METODOLOGICO

*En este capítulo se hace referencia al diseño de la investigación, el tipo de estudio a realizar, así como el conjunto de pasos a seguir para cumplir con los objetivos planteados.*

#### 3.1 Consideraciones Generales

"La metodología es el área del conocimiento que estudia los métodos generales de las disciplinas científicas. La metodología incluye los métodos, las técnicas, las estrategias y los procedimientos que utilizara el investigador para lograr los objetivos" (Hurtado J., 2000).

"El Trabajo Especial de Grado se concibe dentro de la Modalidad de Investigación, cuyo objetivo fundamental es el de aportar soluciones a problemas y satisfacer necesidades teóricas o practicas, ya sean profesionales, de una institución o de un grupo social" (UCAB, 2010).

En consecuencia, el Marco Metodológico de la presente investigación pretende situar con detalles todos y cada uno de los procedimientos llevados a cabo para cumplir con el propósito general de la investigación planteada.

#### 3.2 Nivel de Investigación

Esta sección se refiere al grado de profundidad con que se abordará el tema objeto de estudio. Según el nivel, este trabajo se clasifica como Investigación Explicativa; ya que indaga los efectos de una estrategia de enseñanza sobre la comprensión del tema.



### 3.3 Diseño de Investigación

Se plantea en este aparte la estrategia adoptada por el (los) investigador (es) para responder al problema planteado. En atención al diseño, la investigación se clasifica en Tipo Documental/De Campo.

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.

Una investigación de Campo, “Es el análisis sistemático de problemas de la realidad, con el propósito bien sea de describirlos, interpretarlos entender su naturaleza y factores constituyentes...” (UPEL, 2003).

El problema objeto de estudio surge de una necesidad observada directamente de la realidad donde ocurrieron los hechos (Clases presenciales y virtuales del Curso de Concreto Armado Reforzado del Postgrado en Ingeniería Estructural de la Universidad Católica Andrés Bello), sin controlar variable alguna y sondeando las opiniones del futuro consumidor del producto definitivo que es el Manual de Cálculo y Diseño de Muros Estructurales de Concreto Armado; lo que enmarca este trabajo dentro de esta modalidad.



### 3.4 Población y Muestra

El universo de la investigación equivale al tema de estudio, el cual será tratado no como un conjunto sino como una sola unidad. El muestreo es de tipo intencional ya que responde a los criterios del investigador en base a la necesidad directamente observada.

### 3.5 Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos

Las técnicas de recolección hacen referencia a las formas de obtener la información y los instrumentos a los medios materiales para almacenarla.

#### 3.5.1 Recolección de la Información

Esta se llevo a cabo en dos etapas; una primera etapa de campo donde se utilizó como técnica la observación directa.

En esta etapa (Etapa 1) los autores asistieron a clases presenciales y virtuales del curso de Concreto Armado Reforzado del Postgrado de Especialización en Ingeniería Estructural de la Universidad Católica Andrés Bello para tener una apreciación de los aspectos que constituían un problema en el proceso de aprendizaje del diseño de muros estructurales, los cuales se muestran en la Tabla 3.1.

En una segunda etapa (Etapa 2), correspondiente a la fase documental donde se utilizó como técnica la consulta y evaluación de fuentes bibliográficas, se consideraron las variables indicadas en la Tabla 3.2.



### 3.5.2 Descripción de Variables

Se describen en la tabla 3.3 cada una de las variables enumeradas en las Tablas 3.1 y 3.2.

**Tabla 3.1** Variables de la Etapa 1 de Recolección de Datos.

Aspecto General	(G/E)X.X	Variables
Aspecto General	G1.1	Cantidad de fuentes bibliográficas que deben ser consultadas.
	G1.2	Idioma de la fuente bibliográfica.
	G1.3	Diferencia entre criterios normativos.
Aspectos Específicos	E1.1	Determinación de la profundidad del eje neutro en el diseño de miembros de borde.
	E1.3	Chequeo de deslizamiento.

**Tabla 3.2** Variables de la Etapa 2 de Recolección de Datos.

Aspecto General	GX.X	Variables
Aspecto General	G2.1	Normativa venezolana aplicable al caso de estudio.
	G2.2	Normativa internacional de referencia propuesta en clase.
	G2.3	Referencias bibliográficas y otras publicaciones propuestas en clase.
	G2.4	Apuntes de las clases del profesor Ing. Denis Rodríguez redactados por Ing. Marlyn Silva.
	G2.5	Referencias bibliográficas citadas en las normas utilizadas.
	G2.6	Referencias citadas en la bibliografía recomendada en clase.



**Tabla 3.3** Descripción de Variables en Etapas 1 y 2.

(G/E)X.X	Descripción
G1.1	Número de libros recomendados por el profesor de la asignatura, los cuales incluyen las normas a emplear y sugiere que el estudiante debe invertir gran cantidad de tiempo en la lectura de cada una para conocer sobre el tema objeto de estudio.
G1.2	Algunos libros o normas están redactados en idioma diferente al castellano y trae como consecuencia errores conceptuales al traducir en algunos casos.
G1.3	La norma venezolana y la americana difieren en algunos de los procedimientos usados en el diseño de muros estructurales de concreto armado.
E1.1, G2.1 a G2.3	Tanto en las bibliografías recomendadas en clase como en las normas empleadas no se presenta como obtener la profundidad del eje neutro de la sección de muro.
E1.3, G2.1 a G2.3	Tanto en las bibliografías recomendadas en clase como en las normas empleadas no se presenta como realizar la verificación de deslizamiento.

Cabe destacar que lo referente a las variables E1.2 y E1.3 no se enseña en el curso y queda por parte del estudiante su estudio y aplicación.

### 3.5 Procesamiento y Análisis de Información

El primer paso para el procesamiento de la información es la organización de la misma, para ello se establecen unas nuevas variables en base a las etapas del diseño llevado a cabo en el curso de Concreto Armado Reforzado del Postgrado de Especialización en Ingeniería Estructural de la Universidad Católica Andrés Bello y los aspectos específicos del mismo que presentan mayor dificultad.

Estas variables son las siguientes:



**Tabla 3.4** Variables Involucradas en la Organización de la Información.

<b>GX.X</b>	<b>Variables</b>
G3.1	Estrategias en la ubicación de muros estructurales.
G3.2	Mecanismos de Falla.
G3.3	Forma de la sección transversal y variación con la elevación.
G3.4	Dimensionamiento.
G3.5	Criterios para el modelado.
G3.6	Métodos de Análisis.
G3.7	Estimación de Fuerzas de Diseño.
G3.8	Obtención del Acero de Refuerzo por Corte.
G3.9	Detallado del Acero de Refuerzo por Corte.
G3.10	Obtención del Acero de Refuerzo por Flexión.
G3.11	Determinación de la profundidad del eje neutro en el diseño de miembros de borde.
G3.12	Utilización de Miembros de Borde.
G3.13	Detallado del Acero de Refuerzo por Flexión.
G3.14	Confinamiento de Miembros de Borde.
G3.15	Chequeo de Deslizamiento.

Una vez planteadas las variables de organización de la información se procedió a hacer la revisión de cada una de las fuentes con la finalidad de obtener de cada una los aspectos referentes a cada variable.



Así de esta manera para cada aspecto planteado se almaceno la información en lluvias de ideas provenientes de cada fuente y referentes a un mismo tema, con la finalidad de reorganizar y resumir la información para facilitar su comprensión y aplicación práctica.

El proceso de análisis de la información enmarcado dentro de las mismas variables enunciadas en la Tabla 3.4, comienza con la utilización de un programa comercial (Etabs versión 9.7.3) para hacer el modelado de análisis y análisis de una estructura (Caso particular) donde se apliquen los aspectos correspondientes a las variables G3.1 a G3.7.

Luego en una sección de muro particular se aplicarán los aspectos concernientes a las variables G3.8 a G3.16.

Los procesos aplicados al caso particular serán luego generalizados variable por variable para llegar a la conformación del Manual de Diseño.

A su vez los procedimientos realizados permitirán emitir conclusiones y recomendaciones derivadas del trabajo realizado.

### **3.6 Criterios para el modelado**

El modelado de la estructura será realizado usando como herramienta el software ETABS versión 9.7.3, el cual es un programa de análisis y diseño de sistemas de Edificaciones que desde hace mas de 30 años ha estado en continuo desarrollo. Sus siglas en inglés representan Extended Three-dimensional Analysis of Building Systems (Análisis Tridimensional Extendido de Edificaciones). ETABS® posee una poderosa e intuitiva interfaz grafica con procedimientos de modelaje, análisis y diseño sin igual, todos integrados usando una base de datos común. Aunque fácil y sencillo para estructuras



simples, ETABS® también puede manejar los más grandes y complejos modelos de edificios, incluyendo un amplio rango de comportamientos no lineales, haciéndolo la herramienta predilecta para ingenieros estructurales en la industria de la construcción.

Para modelar las losas, se utilizan los elementos de área Shell-Thick, el programa ETABS calcula los esfuerzos en los elementos de área por medio de elementos finitos y haciendo un análisis dinámico de 3 grados de libertad por nivel con fuerzas sísmicas por medio del espectro de diseño. determinado según se establece en el análisis de cargas.

En la presente investigación, solo se hará énfasis en el modelado de los muros estructurales, y se asume que el lector del procedimiento tiene previo conocimiento del software ETABS y por lo tanto no se explicaran los pasos aplicados en estructuras como lo es: pasos para generar la malla, definir materiales, definir casos de cargas, pasos para crear combinaciones de cargas, entre otras. El lector debe conocer estos procedimientos con anterioridad.

### 3.7 Análisis de Cargas

Para determinar las cargas gravitacionales denominadas como cargas variables se debe apoyar en la tabla 5.1 proveniente de la norma 2002:1988 “*Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones*, que nos indica según el uso de la estructura la carga variable.

Para obtener las cargas permanentes, se debe conocer la tabiquería, acabado de piso y de techo, y todos aquellos elementos cuyo peso estarán aplicados permanentemente, FONDONORMA 2002:88 da los pesos estimados de materiales, para poder hacer el cálculo de estas cargas. Las cargas



permanentes de los elementos estructurales, son consideradas directamente por el software.

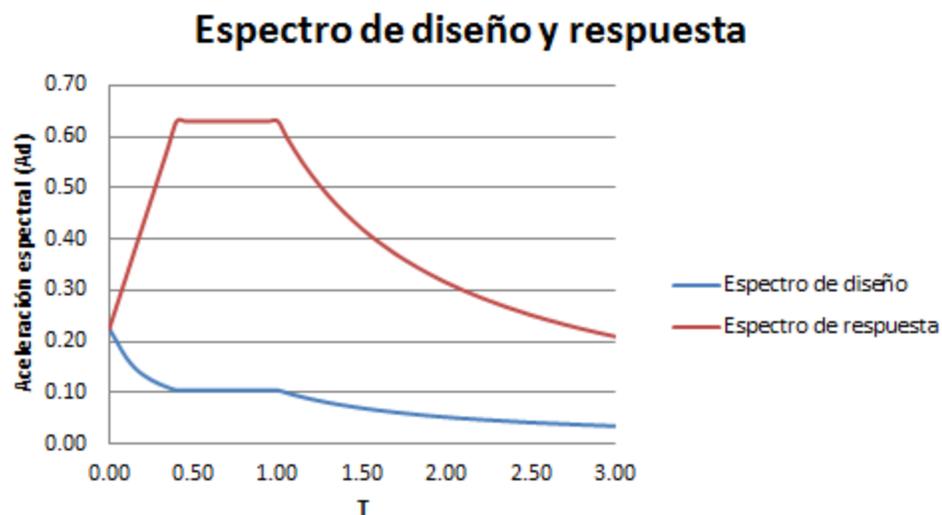
En el análisis sísmico se debe conocer las siguientes variables:

- **Zona sísmica**, depende netamente de la ubicación geográfica de la estructura. Se obtiene de la figura 4.1 de FONDONORMA 1756:2003
- **A<sub>o</sub>**, Coeficiente de aceleración horizontal, se obtiene de la tabla 4.1 de FONDONORMA 1756:2003 y depende de la zona sísmica.
- **Forma espectral**, depende del suelo de fundación y debe ser un dato suministrado por el estudio de suelo.
- **$\Phi$** , se obtiene de la tabla 5.1 de FONDONORMA 1756:2003, y depende de la forma espectral y la velocidad de propagación de onda.
- **Grupo estructural**, depende del tipo de estructura a analizar se define en el acápite 6.1 de FONDONORMA 1756:2003.
- **$\alpha$** , se obtiene de la tabla 6.1 de FONDONORMA 1756:2003 y depende del grupo estructural.
- **Nivel de diseño**, se define en la tabla 6.2 de FONDONORMA 1756:2003 y depende de la zona sísmica y el grupo estructural.
- **Tipo de estructura**, se refiere a los elementos estructurales que serán diseñado para resistir las cargas laterales producto del sismo y se define en el acápite 6.3.1 de FONDONORMA 1756:2003.



- **Factor de reducción de respuesta(R)**, es el factor que va a reducir el espectro de respuesta propio de la estructura para general el espectro de diseño, este factor define la ductilidad que debiera tener los elementos. Se determina con la tabla 6.4 y depende del nivel de diseño y tipo de estructura.

Luego de tener bien definidas todas las variables nombradas anteriormente, se puede obtener el espectro de diseño al cual será sometida la estructura en el análisis dinámico. Ver figura 3.1



**Figura 3.1** Espectro de respuesta y espectro de Diseño típico de una estructura.

### 3.8 Descripción de la Estructura a Calcular

Será una edificación de 23 pisos, para uso residencial. Esta contara con un área de 360 m<sup>2</sup> y una altura de entrepiso de 2.85 m, su disposición arquitectónica no será relevante para los fines de esta investigación. Estará ubicada en el Municipio Naguanagua de Edo. Carabobo, el perfil geotécnico del



suelo de fundación tiene como forma espectral S2 y una velocidad de propagación de onda de corte  $V_{sp}=300$  m/s a una altura  $H=40$ m.



## CAPITULO IV

### PROPUESTA

*En el presente capítulo se desarrolla paso a paso el procedimiento necesario para obtener las solicitaciones de diseño para muros estructurales y el conjunto de detalles y especificaciones que se deben realizar para determinar el refuerzo necesario en los mismos y su respectivo detallado, todo esto en una secuencia lógica y ordenada. Así, se da cumplimiento a los Objetivos del presente Trabajo.*

#### **4.1 Procedimiento para el Cálculo de Muros estructurales.**

##### 4.1.1 Configuración y Ubicación:

Se debe realizar la disposición de los muros estructurales de tal forma que garanticen rigidez y resistencia a la estructura. Esto lo logramos siguiendo las recomendaciones dadas en el acápite 2.3 del presente trabajo de grado.

##### 4.1.2 Análisis de solicitaciones.

Se deben obtener las cargas tanto gravitacionales (cargas variables CV, cargas permanentes CP), como las cargas lateras (cargas por sismo  $S_x$  y  $S_y$ ), a las que estará sometida la estructura. Aplicando el procedimiento descrito en el acápite 3.7.



### 4.1.3 Predimensionado de los Muros

Para determinar las dimensiones de los muros usaremos el criterio dado por FONDONORMA 1753:2006 el cual nos dice que se debe usar entre 2 y 3% del área total en planta para muros en cada dirección resistente. Teniendo la distribución de muros en planta, se puede obtener la sumatoria de longitudes de muros en cada sentido y se puede despejar el espesor con la siguiente ecuación:

$$bw = \frac{3\% \text{ Area Total de planta}}{\text{Longitud de muros en una direccion}} \quad (\text{Ec. 4-1})$$

Luego se debe verificar que el espesor del muro cumpla con las dimensiones mínimas.

- Se consideran Muros:

$$\frac{bw}{lw} < 0.4 \quad (\text{Ec. 4-2})$$

- Espesor Mínimo:

$$\rightarrow \text{Mayor} \left\{ \begin{array}{l} 10\text{cm} \\ \text{menor} \left\{ \begin{array}{l} Ln/25 \\ Lw/25 \end{array} \right. \end{array} \right.$$

- Espesor Mínimo de Miembro de Borde:

$$\rightarrow \text{Mayor} \left\{ \begin{array}{l} bw \\ Ln/16 \end{array} \right.$$



#### 4.1.4 Análisis y obtención de solicitaciones de diseño.

Para realizar el análisis se usara como herramienta el software ESTABS en su versión 9.7.3, primero se debe realizar el modelado de la estructura tomando en cuenta las dimensiones de los elementos antes determinada y luego se asignaran las cargas a las cuales serán sometidas incorporando las cargas laterales producto del sismo.

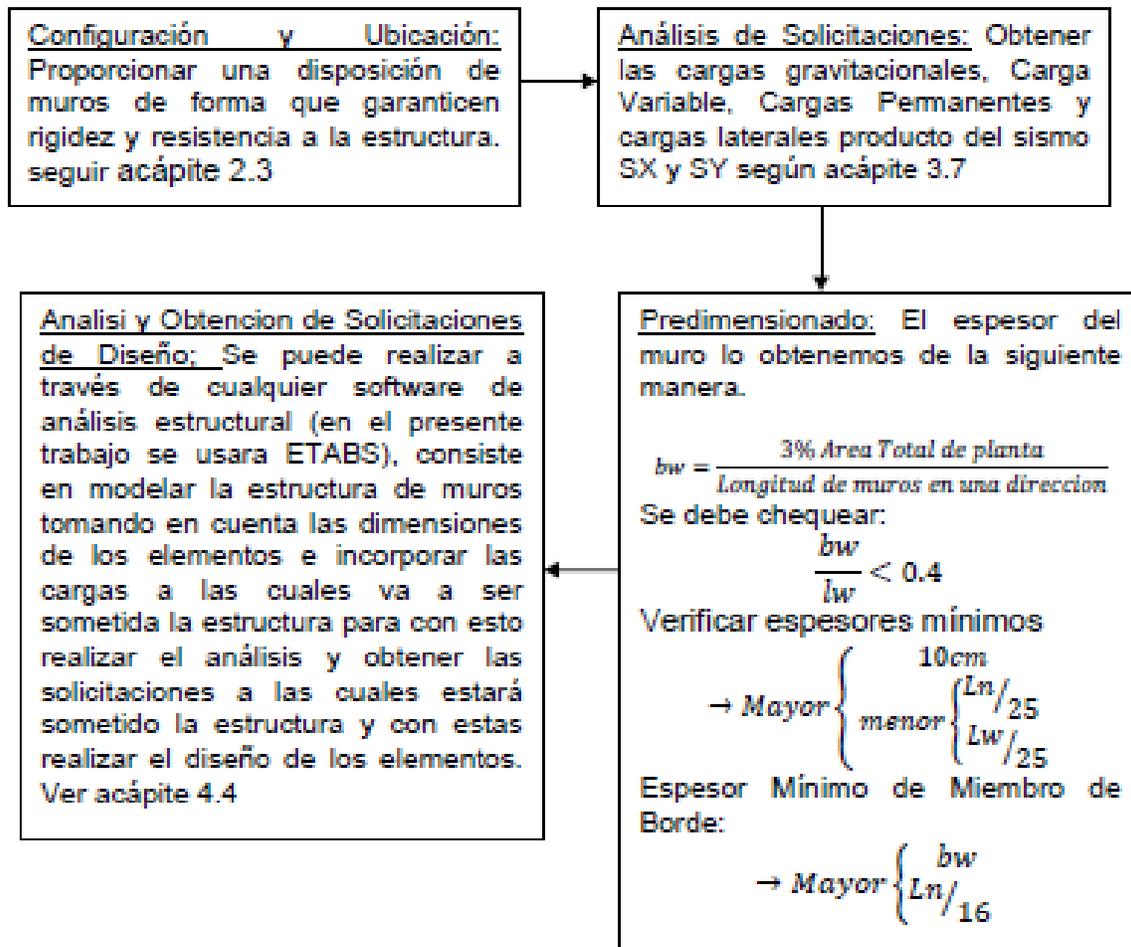
Luego de realizado este procedimiento se debe definir el método de análisis a aplicar, este será el método dinámico espacial de superposición modal con tres grados de libertad por nivel, descrito en el acápite 2.6.2 del presente trabajo de grado.

Ya realizado el análisis se puede obtener las solicitaciones de diseño, las cuales usaremos para realizar el diseño y detallado de los muros.

El siguiente diagrama de flujo resume el procedimiento para el cálculo de muros estructurales.

### DIAGRAMA DE FLUJO #1

### Analisis y Calculo de Muros





## 4.2 Procedimiento de Diseño y Detallado de Muros Estructurales según FONDONORMA 1753:2006

### 4.2.1 Calculo del acero por corte

a) Verificar que la resistencia teórica máxima permitida sea mayor a la cortante actuante.

$$\phi Vn_{max} \leq \begin{cases} \text{varios muros} \rightarrow 2.12Acv \sqrt{f'c} & \text{(Ec. 4 - 3)} \\ \text{muro individual} \rightarrow 2.65Acv \sqrt{f'c} & \text{(Ec. 4 - 4)} \end{cases}$$

Se debe cumplir que  $Vu < \phi Vn_{max}$ .

b) Calculo de número de capas.

$$Vu \leq 0053\sqrt{f'c}Acv \rightarrow 1 \text{ Capa (Ec. 4-5)}$$

de lo contrario se utilizaran dos capas

c) Calculo de la resistencia teórica al corte

$$Vn = Vu / \phi \quad \text{(Ec. 4-6)}$$

d) Calculo de la cuantía de refuerzo horizontal  $\rho h1$

$$\rho h1 = \frac{\left(\frac{Vn}{Acv} - \alpha_c \sqrt{f'c}\right)}{f_{yt}} \quad \text{(Ec. 4-7)}$$

Se debe calcular el valor  $\alpha_c$ , a partir de  $h_w/L_w$  usando la tabla mostrada a continuación:



**Tabla 4.1** Simplificación de cálculos de Iteración para  $\alpha c$  según Fondonorma 1753:06 (Bondarenko S. & Garcia I. – Manual de Calculo y Diseño de Muros Estructurales).

Hm/Lm	$\alpha$	Hm/Lm	$\alpha$	Hm/Lm	$\alpha$	Hm/Lm	$\alpha$
1.50	0.790	1.63	0.722	1.76	0.655	1.89	0.587
1.51	0.785	1.64	0.717	1.77	0.650	1.90	0.582
1.52	0.780	1.65	0.712	1.78	0.644	1.91	0.577
1.53	0.774	1.66	0.707	1.79	0.639	1.92	0.572
1.54	0.769	1.67	0.702	1.80	0.634	1.93	0.566
1.55	0.764	1.68	0.696	1.81	0.629	1.94	0.561
1.56	0.759	1.69	0.691	1.82	0.624	1.95	0.556
1.57	0.754	1.70	0.686	1.83	0.618	1.96	0.551
1.58	0.748	1.71	0.681	1.84	0.613	1.97	0.546
1.59	0.743	1.72	0.676	1.85	0.608	1.98	0.540
1.60	0.738	1.73	0.670	1.86	0.603	1.99	0.535
1.61	0.733	1.74	0.665	1.87	0.598	2.00	0.530
1.62	0.728	1.75	0.660	1.88	0.592		

e) Calculo de la resistencia  $V_c$

$$d_w = 0,80L_w \quad (\text{Ec. 4-8})$$

Se toma el menor valor obtenido de las siguientes ecuaciones:

$$V_c = 0,88\sqrt{f'c}b_wd_w + \frac{P_u d_w}{4L_w} \quad (\text{Ec. 4-9})$$

$$V_c = \left[ 0,16\sqrt{f'c} + \frac{L_w \left( 0,33\sqrt{f'c} + 0,2 \frac{P_u}{b_w L_w} \right)}{\left( \frac{M_u}{V_u} - 0,5L_w \right)} \right] b_w L_w \quad (\text{Ec. 4-10})$$

$$V_c = 0,53\sqrt{f'c}b_wd_w \left( 1 + 0,007 \frac{P_u}{A} \right) \quad (\text{Ec. 4-11})$$



f) Calculo de la resistencia  $V_s$

$$V_s = V_u / \phi - V_c \quad (\text{Ec. 4-12})$$

g) Calculo de la cuantía de refuerzo horizontal  $\rho_h$

$$\left( \frac{A_{sh}}{s_h} \right) = \frac{V_s}{F_y x d_w} \quad \text{donde; } A_{sh} = \left( \frac{A_{sh}}{s_h} \right) x 100 \quad (\text{Ec. 4-13})$$

por consiguiente:

$$\rho_h = \frac{A_{sh}}{100 x b_w} \quad (\text{Ec. 4-14})$$

h) Comparación entre cuantías calculadas y cuantía mínima normativa

$$\rho_{h_{definitivo}} \begin{cases} \rho_{h1} \\ \rho_{h2} \\ \rho_{mín} = 0.0025 \end{cases}$$

#### 4.2.2 Detallado del Acero por corte

a) Distribución del acero horizontal

$$A_{sh} = \rho_{h_{definitivo}} x 100 x b_w \quad (\text{Ec. 4-15})$$

$$A_{sh \text{ por cara}} = \frac{A_{sh}}{2} \quad (\text{Ec. 4-16})$$

a) Separación entre barras horizontales

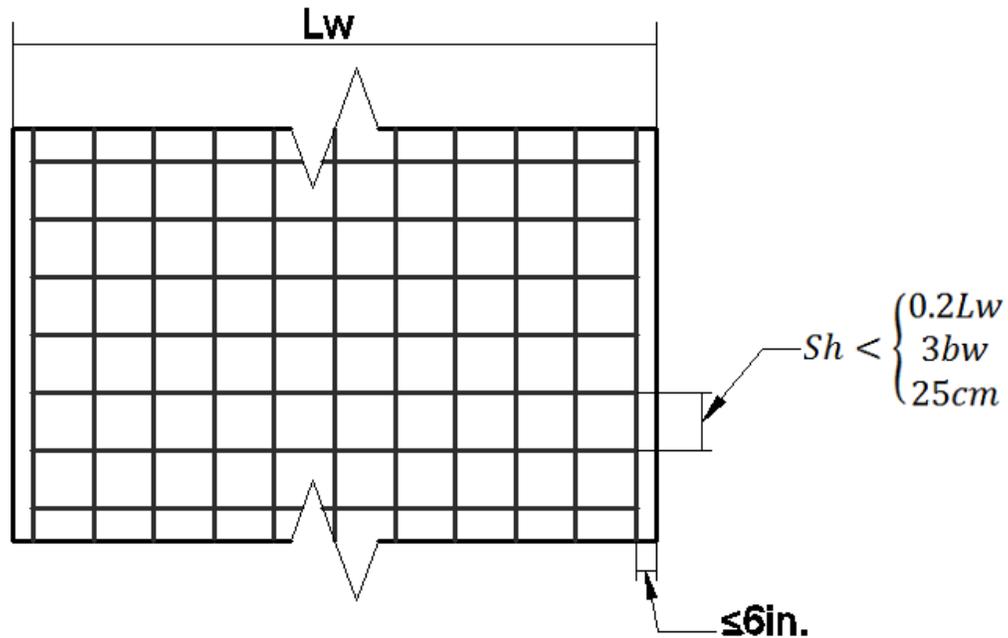


Figura 4.1 Detallado del refuerzo horizontal, separación entre barras horizontales.

c) Refuerzo horizontal de muros de no ser necesario miembros de borde

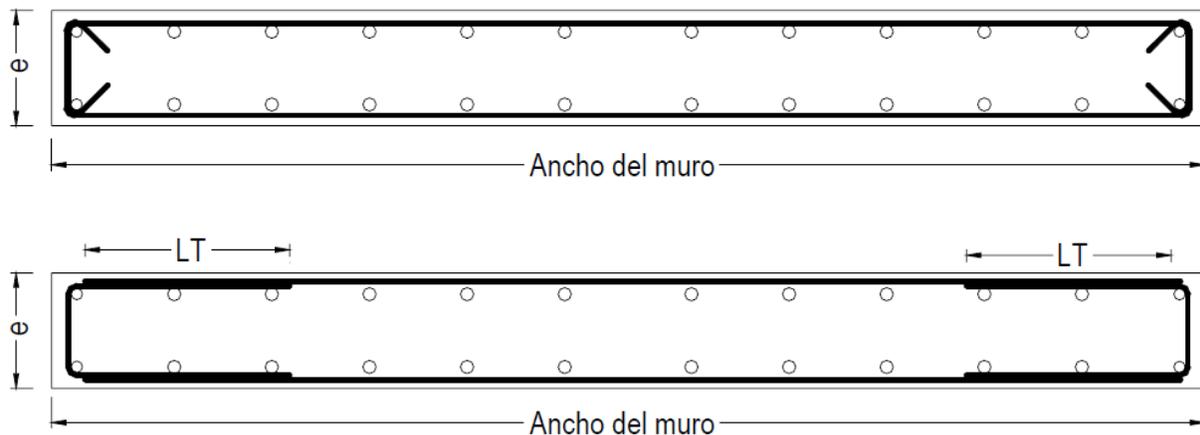
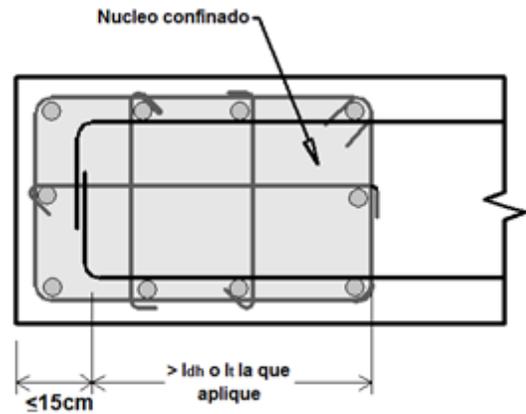


Figura 4.2 Refuerzo horizontal del muro cuando no existen miembros de borde

a) Opción con gancho estándar o Tuercas de anclaje



b) Opción sin gancho estándar ni Tuercas de anclaje (Barras rectas)

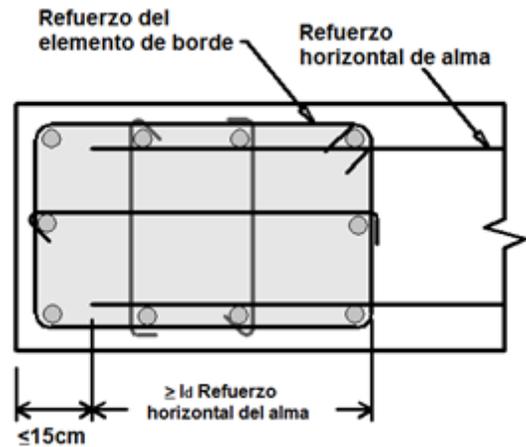


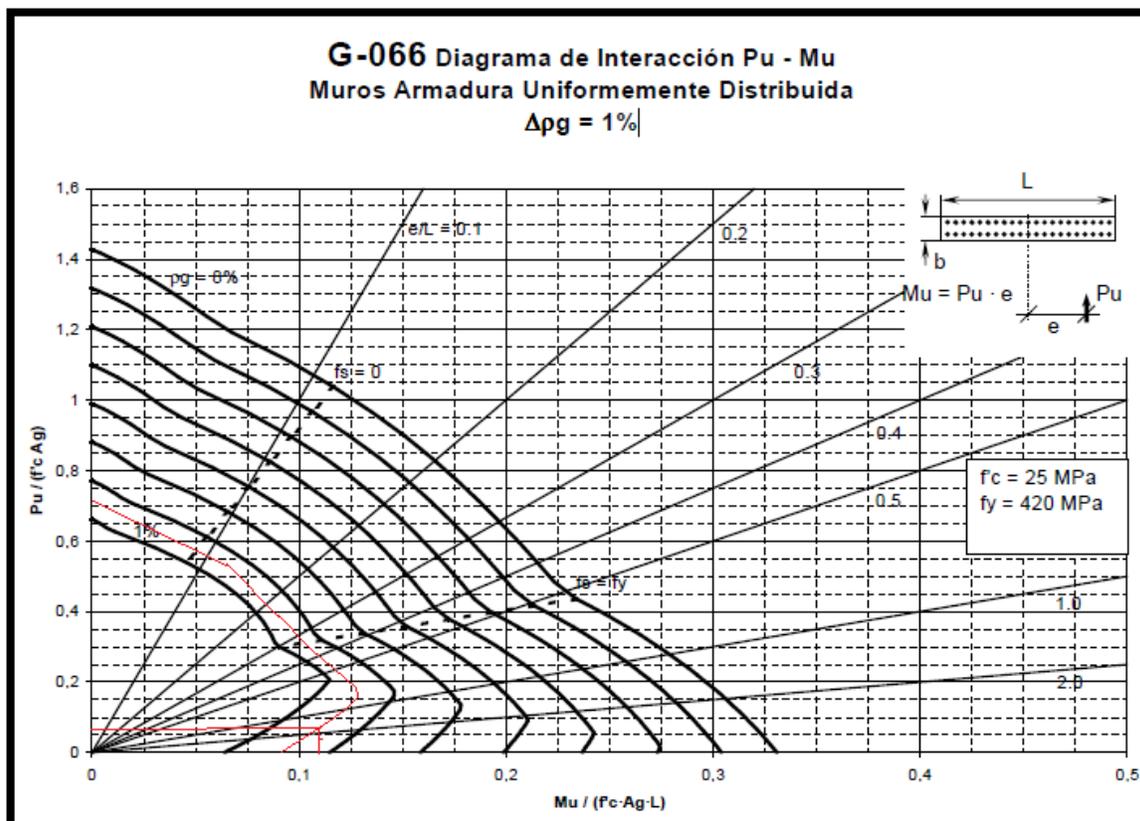
Figura 4.3 Longitud de Desarrollo del Refuerzo Horizontal del Muro en Miembros de Borde.

### 4.2.3 Cálculo del Acero por flexo-compresión

a) Se calcula:

$$P_u / f'_c A_{cv} \quad (\text{Ec. 4-17}) \quad \text{y} \quad M_u \times 100 / f'_c A_{cv} L_w \quad (\text{Ec. 4-18})$$

b) Obtención de la cuantía de refuerzo longitudinal  $\rho_v$  usando diagrama de interacción  $P_u/M_u$ .  $0.0025 \leq \rho_v \leq 0.04$



**Figura 4.4** Ejemplo de Diagrama de Interacción  $P_u$ - $M_u$ , “Muros Armadura Uniformemente Distribuida”

c) Cálculo del área de acero longitudinal

$$A_{sv} = \rho_v L_w b_w \quad (\text{Ec. 4-19})$$

d) Chequera si el Muro trabaja a Flexión

$$\frac{P_u}{P_o} \leq 0,35 \text{ (Ec. 4-20)}$$

$$P_o = 0,85f'_c(A_{cv} - A_{sv}) + f_yA_{sv} \text{ (Ec. 4-21)}$$

d) Determinación de la Profundidad del Eje Neutro c.

- Al tener la cuantía de acero de un muro, se debe hacer una distribución inicial simétrica.

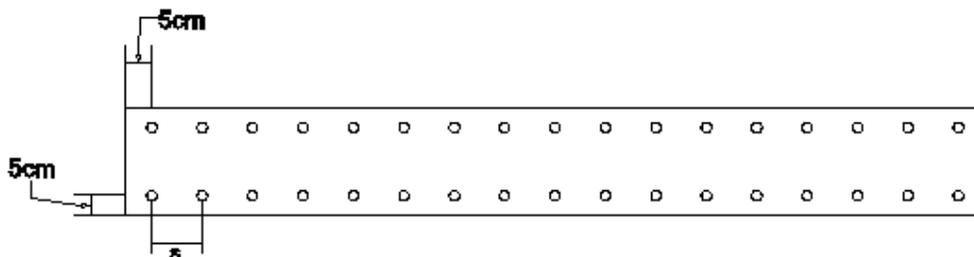


Figura 4.5 Distribución Simétrica

- Estimar un valor inicial de c como  $c=0.15Lw$ .

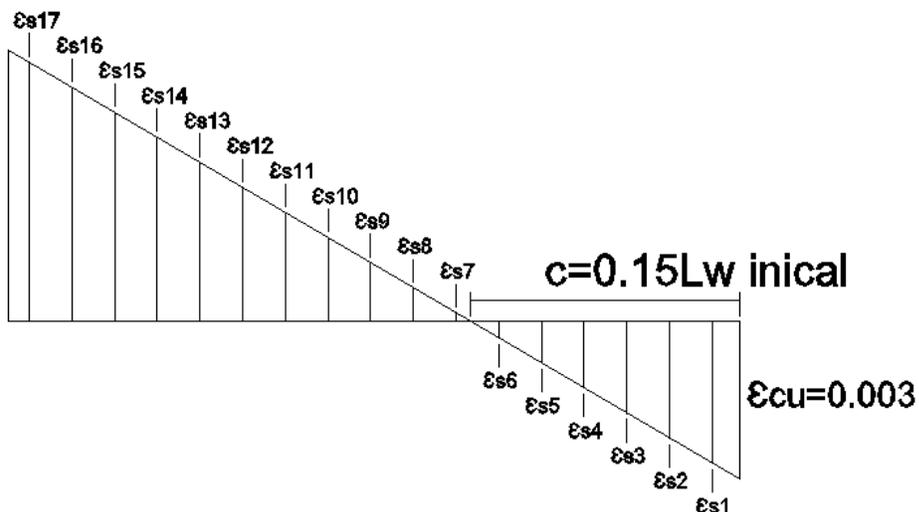
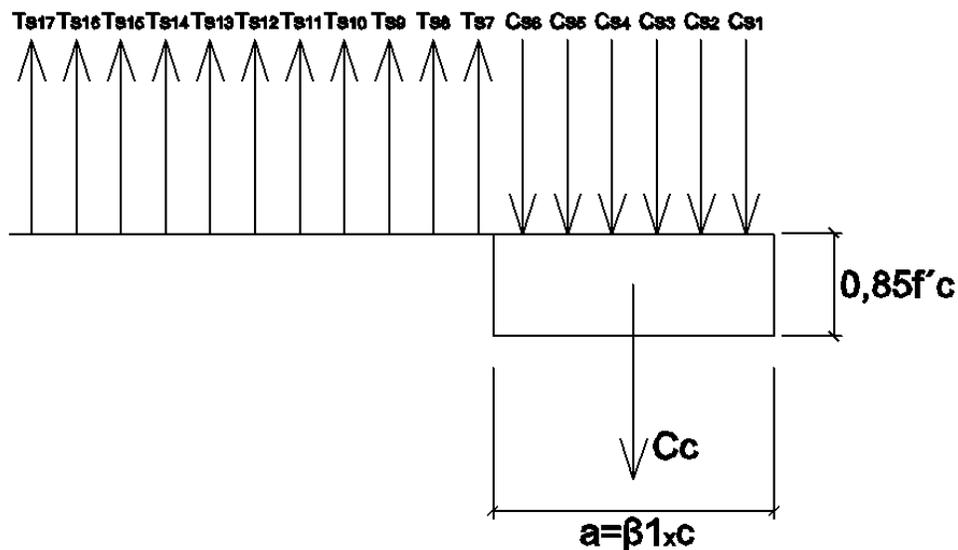


Figura 4.6 Diagrama de Deformaciones unitarias

- Calcular las fuerzas de tensión y compresión con la tabla 4.2, a través de un análisis de deformaciones, asumiendo que la deformación del acero de refuerzo es igual a la del concreto adyacente, y se toma como máxima deformación del concreto  $\epsilon_{cu} = 0.003$

**Tabla 4.2** Tensiones en el Acero de Refuerzo

DEFORMACIÓN	TENSIÓN
$\epsilon_s < \epsilon_y$	$f_s = E_s \epsilon_s$
$\epsilon_s \geq \epsilon_y$	$f_s = f_y$



**Figura 4.7** Distribución de Fuerzas de Tracción y Compresión

- Calcular Pn

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} \quad (\text{Ec. 4-22})$$

$$\phi = 0.9 - 0.2 \frac{P_u}{0.1 f'_c A_{cv}} \quad (\text{Ec. 4-23})$$



- Balancear las fuerzas para calcular la fuerza producida por el bloque de concreto a compresión.

$$C_c = P_n + \sum T_s - \sum C_s \text{ (Ec. 4-24)}$$

- Calcular la altura del bloque de compresión,  $a$ . Que corresponde a  $C_c$ .

$$a = \frac{C_c}{0.85 f_c' b_w} \text{ (Ec. 4-25)}$$

- Calcular  $c$ , y comparar con la  $c$  inicial asumida  $\beta_1$  se define en la tabla 4.3.

$$c = \frac{a}{\beta_1} \text{ (Ec. 4-26)}$$

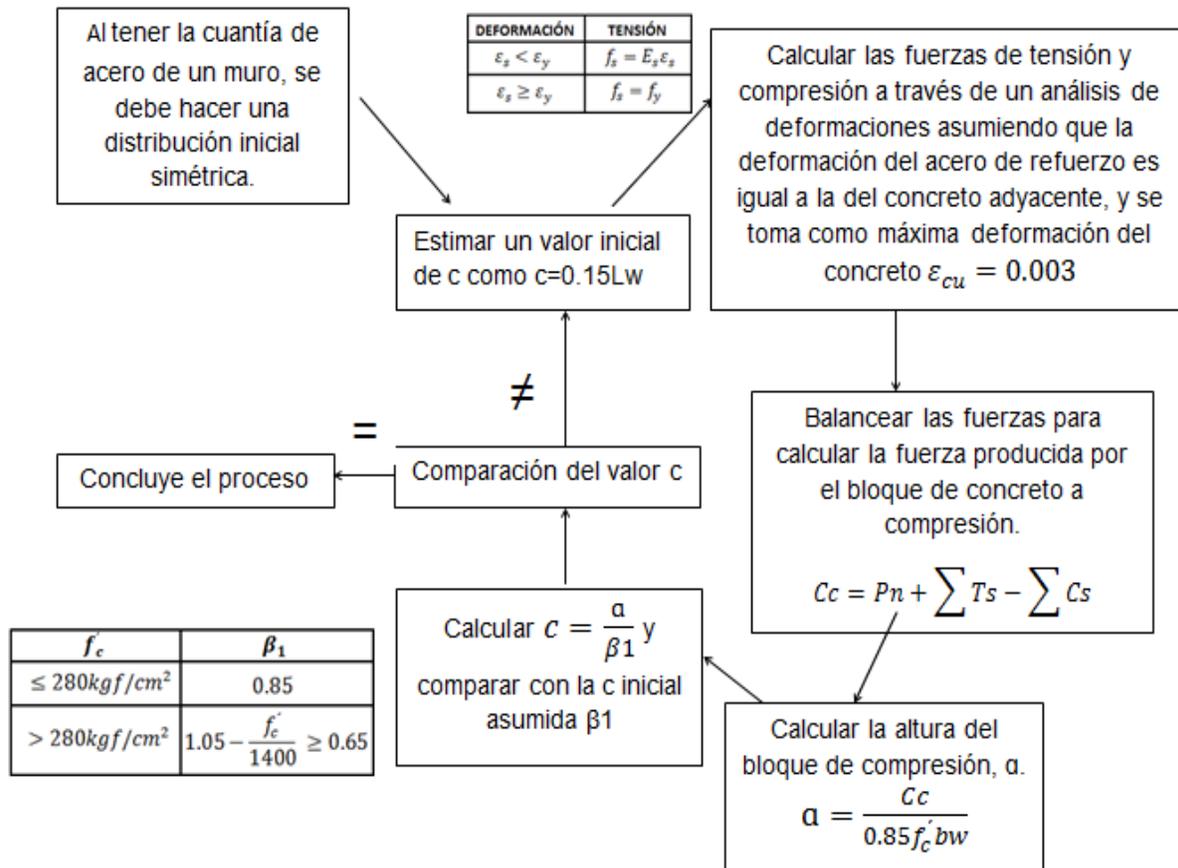
**Tabla 4.3** Valores del Factor  $\beta_1$

$f_c'$	$\beta_1$
$\leq 280 \text{ kgf/cm}^2$	0.85
$> 280 \text{ kgf/cm}^2$	$1.05 - \frac{f_c'}{1400} \geq 0.65$

- De ser diferente los valores de  $c$ , se debe asumir un nuevo valor de  $c$  inicial y repetir todos los pasos anteriores, nuevamente hasta que el valor de  $c$  sea suficientemente aproximado.

El siguiente diagrama resume el proceso que se debe llevar a cabo para obtener la profundidad del eje neutro  $c$ .

**Diagrama de flujo para el calculo de la profundidad del eje neutro**





e) Determinación del uso de miembros de borde

- Procedimiento 1. Comparación con la profundidad del eje neutro.

$$c < \frac{Lw}{600x \frac{\Delta_t}{h_w}} \quad (\text{Ec. 4-27})$$

$$\frac{\Delta_t}{h_w} \geq 0.007 \quad (\text{Ec. 4-28})$$

- Procedimiento 2. Uso de la tabla 4.4

**Tabla 4.4** Condiciones para Obviar los Miembros de Borde. (FONDONORMA 1753:2006, Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural).

CONDICIONES PARRA OBVIAR LOS MIEMBROS DE BORDE		
FORMA DEL MURO	CARGA AXIAL	REQUISITO ADICIONAL
Simétrico	$N_u \leq 0,10A_{cv}f'c$ (Ec. 4-29)	$\frac{M_u}{V_u L_w} \leq 1,0$ (Ec. 4 – 31) ó  $\frac{M_u}{V_u L_w} \leq 3,0$ y $V_u \leq 0,79A_{cv}\sqrt{f'c}$ (Ec. 4-32)
Asimétrico	$N_u \leq 0,05A_{cv}f'c$ (Ec. 4-30)	

f) Calculo de la longitud del miembro de borde.

Su longitud variará linealmente de 0,30Lw a 0,15Lw, cuando Nu varíe de 0,35No a 0,15No.

La longitud mínima del miembro de borde será de 0,15Lw, pero no menor de 45cm.

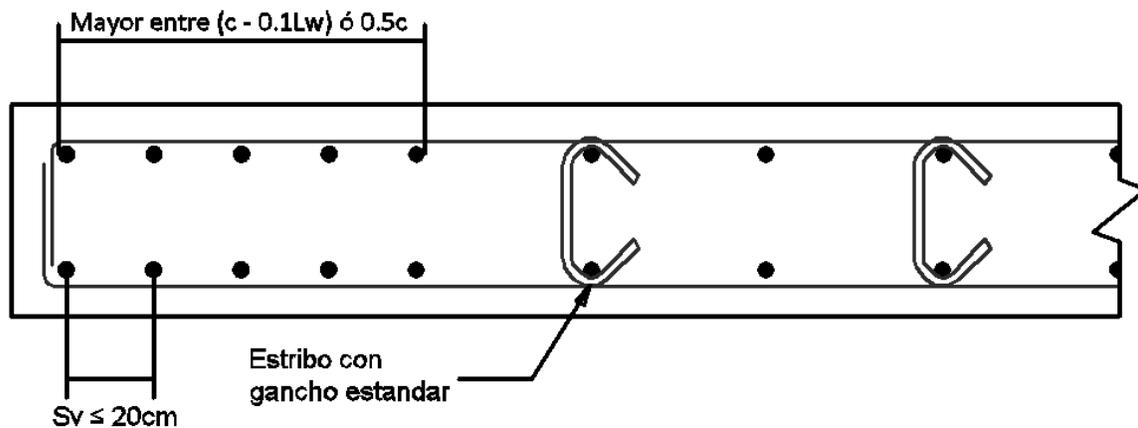
La fuerza axial  $N_o = P_o$

#### 4.2.4 Detallado del Acero por flexo-compresión

a) Detallado de no ser necesario el uso de los miembros de borde

Si el acero en los extremos es mayor a  $28/f_y$  se debe colocar refuerzo transversal (estribos) para un área igual a:

$$; A_{sh} = 0.09 \frac{s h_c f'_c}{f_y}; \text{ (Ec. 4-33)}$$



**Figura 4.8** Detallado del acero de refuerzo longitudinal de no ser necesario miembros de borde

b) Detallado del acero en miembros de borde.

- **Acero de Refuerzo Longitudinal:** Se colocará el 50% del acero longitudinal demandado en los miembros de borde.

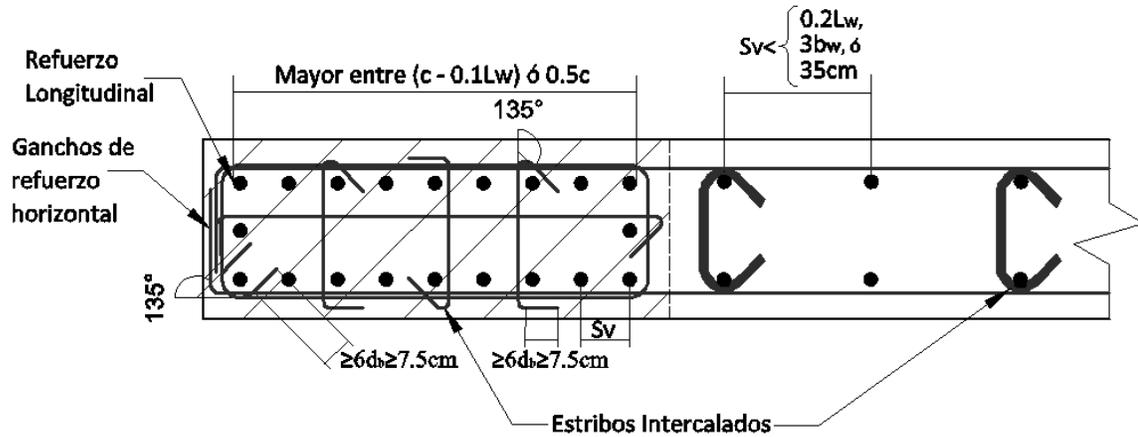


Figura 4.9 Detallado del refuerzo Longitudinal y Transversal, Estribos y Ganchos.

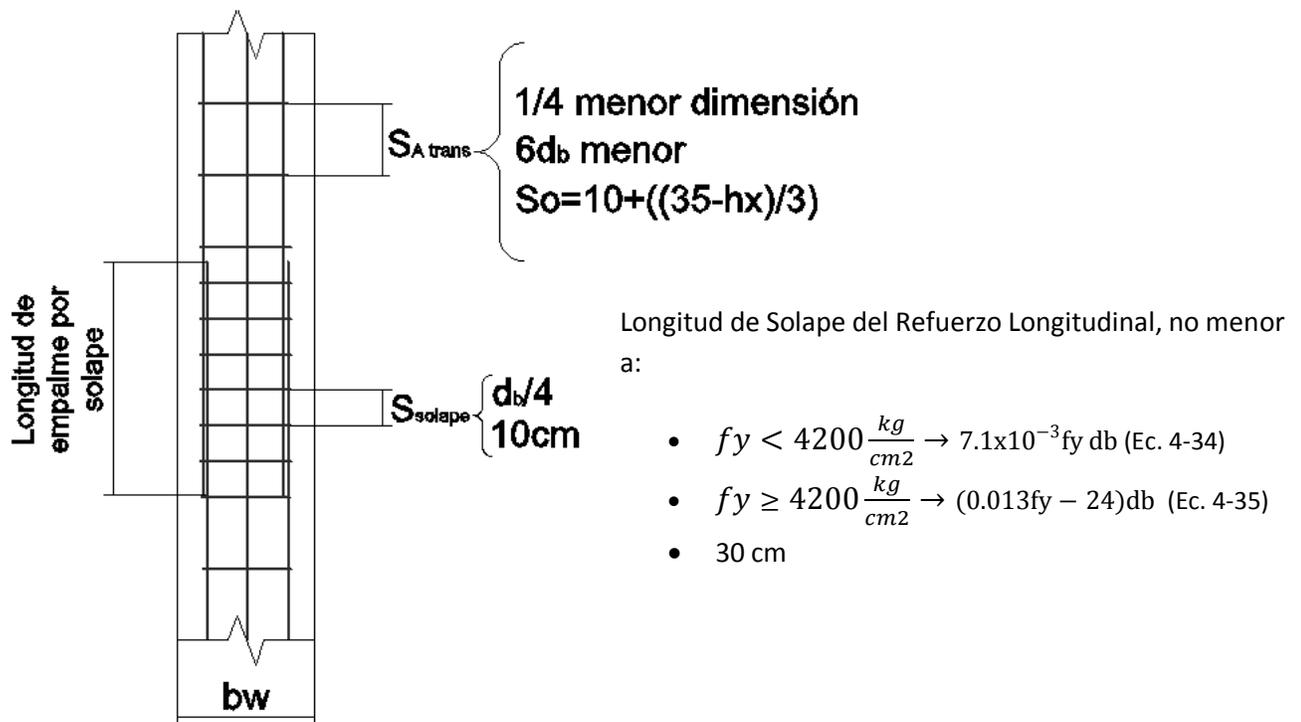


Figura 4.10 Longitud de Solape en Miembro de Borde y separación de Acero Transversal.

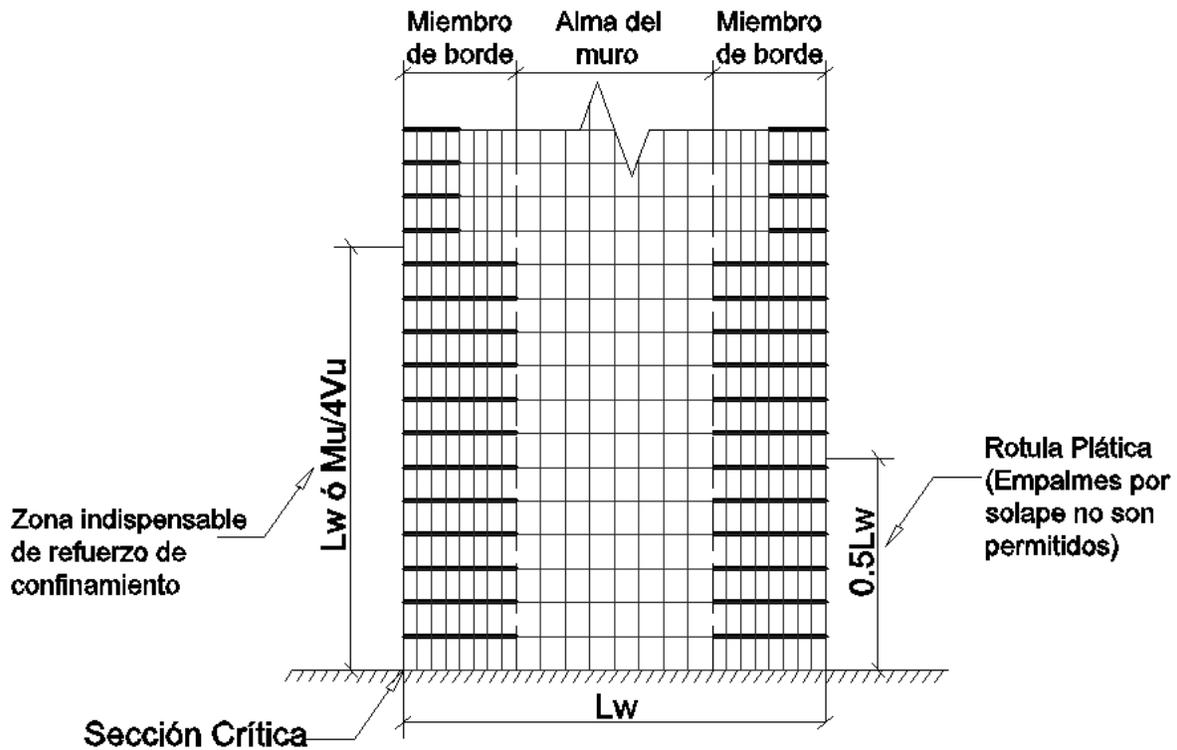
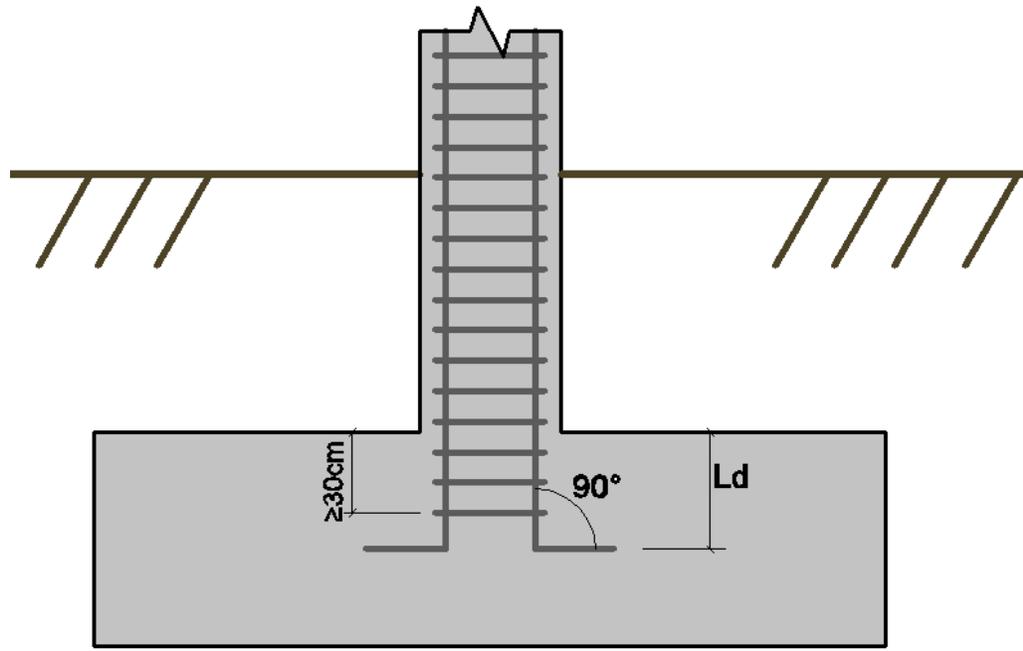


Figura 4.11 Zona indispensable de refuerzo de confinamiento, Rotula plástica

- **Acero de Refuerzo Transversal:** Se debe colocar refuerzo transversal en dos direcciones perpendiculares y se calculan con la siguiente ecuación

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s h_c f'_c}{f_y}$$

- **Anclaje del Acero de Refuerzo Longitudinal:**

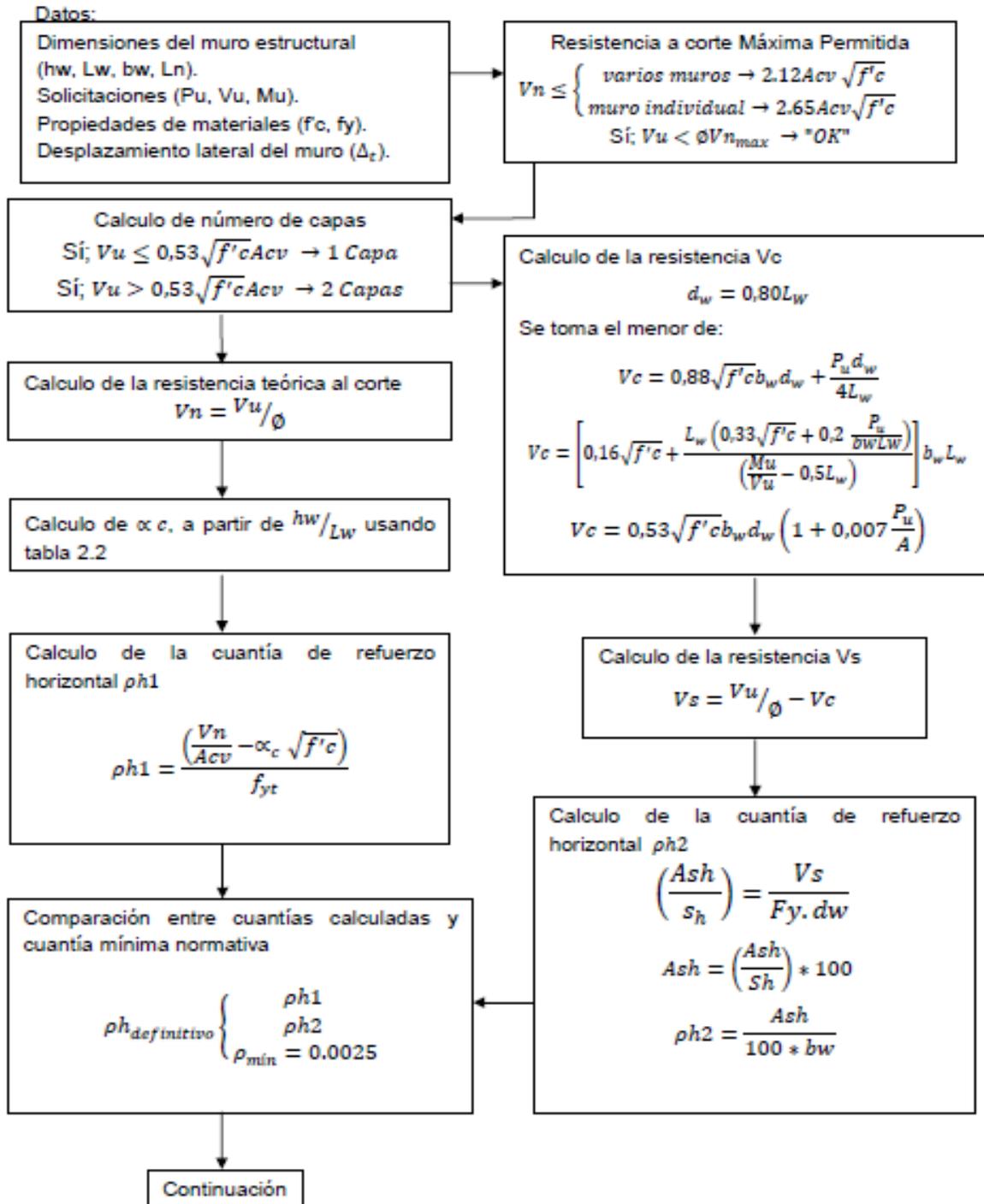


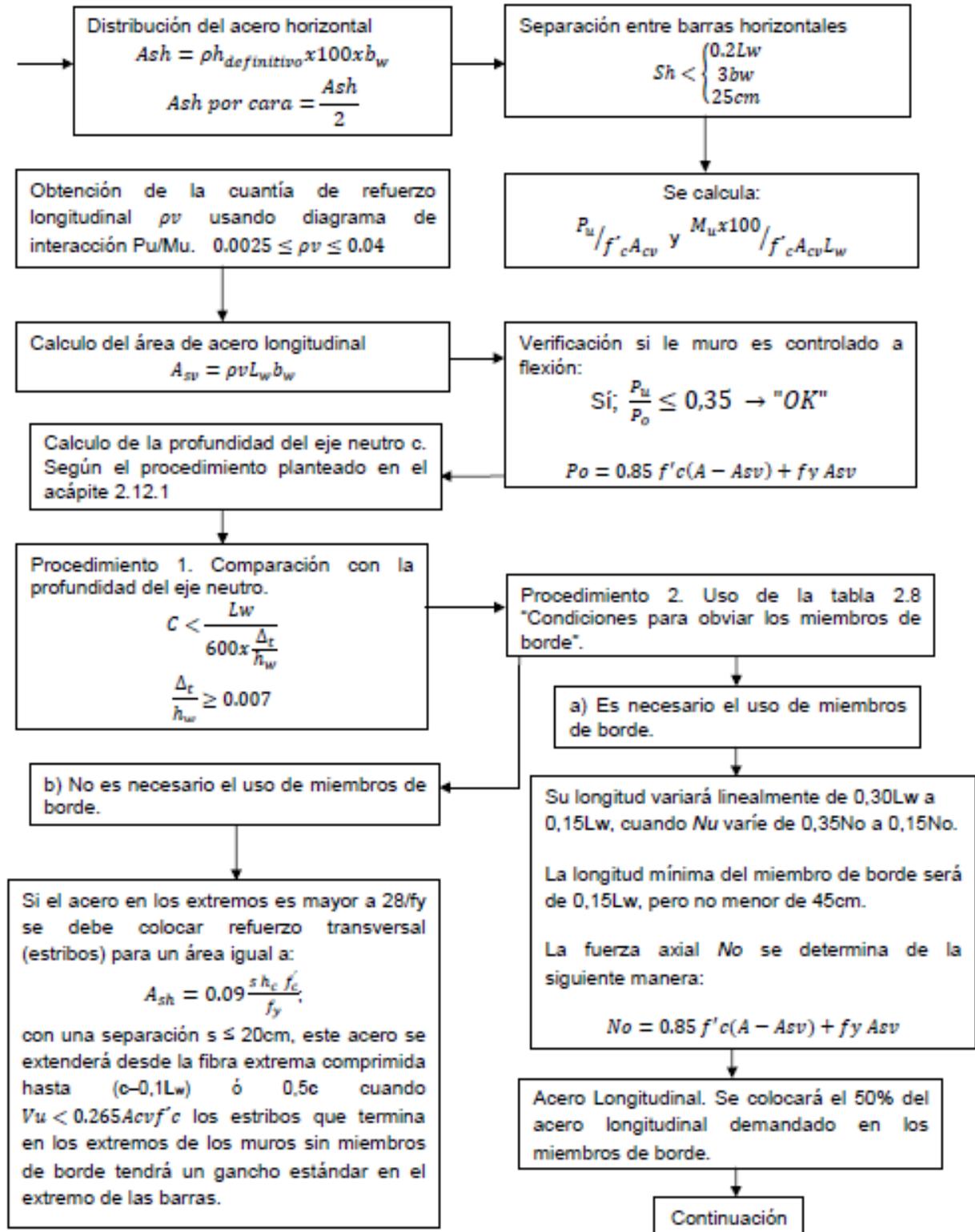
**Figura 4.12** Anclaje del acero de refuerzo; ganchos de 90 grados.

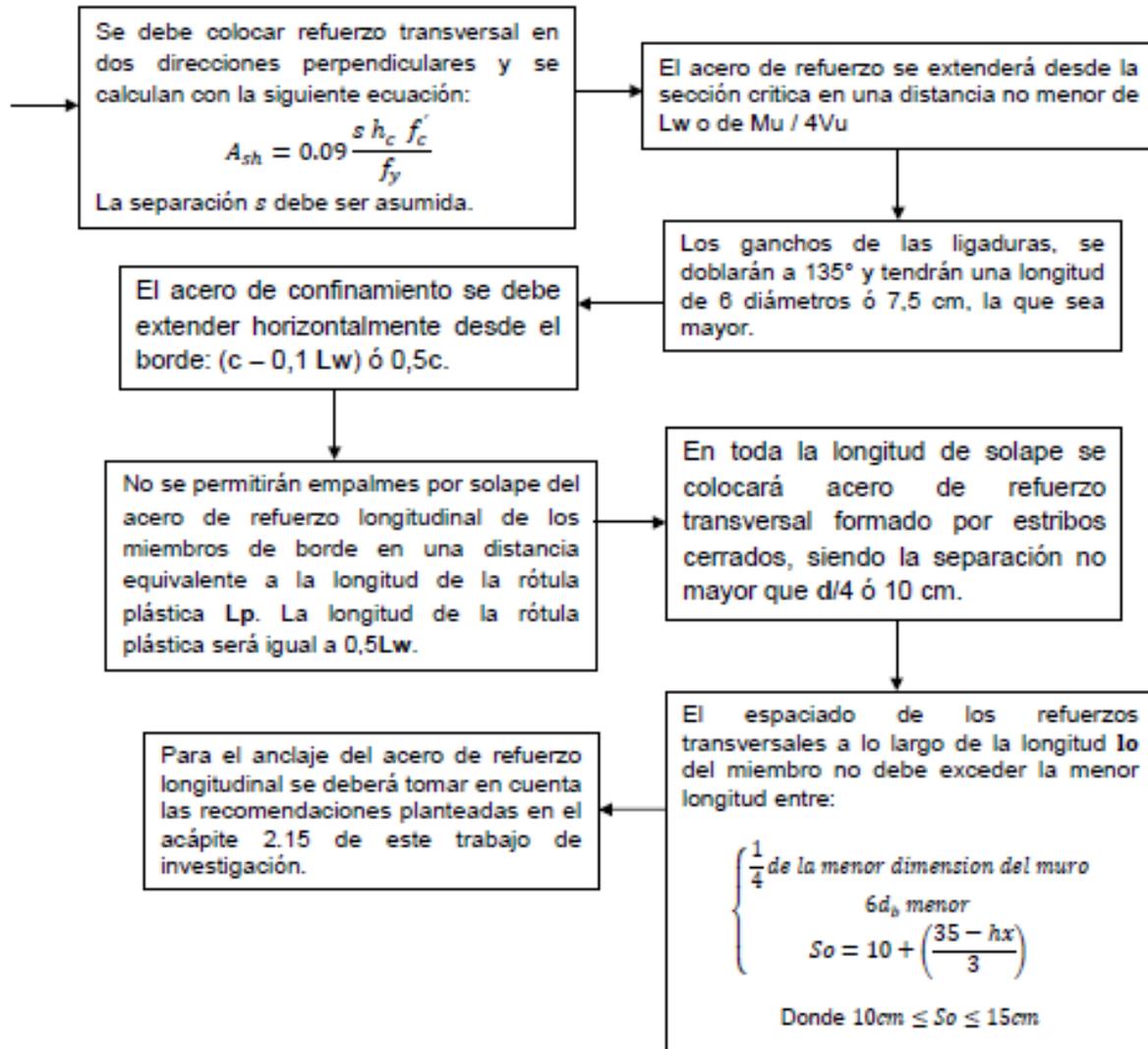
El diagrama de flujo a continuación esquematiza el procedimiento para el cálculo y detallado del acero por corte y por flexo-compresión.

**DIAGRAMA DE FLUJO #2**

**Diseño de Muro Estructural  
(Fondonorma 1753:06)**









### 4.3 Procedimiento de Diseño y Detallado de Muros Estructurales según Código ACI 318-11

#### 4.3.1 Cálculo del Acero por corte

a) Verificar que la resistencia teórica máxima permitida sea mayor a la cortante actuante.

$$\phi Vn_{max} \leq \begin{cases} \text{varios muros} \rightarrow 2.12Acv \sqrt{f'c} \text{ (Ec. 4 - 3)} \\ \text{muro individual} \rightarrow 2.65Acv \sqrt{f'c} \text{ (Ec. 4 - 4)} \end{cases}$$

Se debe cumplir que  $Vu < \phi Vn_{max}$ .

b) Cálculo de número de capas.

$$Vu \leq 0,53\sqrt{f'c}Acv \rightarrow 1 \text{ Capa (Ec. 4-5)}$$

de lo contrario se utilizaran dos capas

c) Cálculo de la resistencia teórica al corte

$$Vn = Vu/\phi \text{ (Ec. 4-6)}$$

d) Cálculo de la cuantía de refuerzo horizontal  $\rho h1$

$$\rho h1 = \frac{\left(\frac{Vn}{Acv} - \alpha_c \sqrt{f'c}\right)}{f_{yt}} \text{ (Ec. 4-7)}$$

Se debe calcular el valor  $\alpha_c$ , a partir de  $hw/Lw$  usando la tabla mostrada a continuación:

**Tabla 4.5** Simplificación de cálculos de Iteración para  $\alpha c$  según ACI 318-11 (Bondarenko S. & García I. – Manual de Calculo y Diseño de Muros Estructurales).

Hm/Lm	$\alpha$	Hm/Lm	$\alpha$	Hm/Lm	$\alpha$	Hm/Lm	$\alpha$
1.50	0.800	1.63	0.730	1.76	0.660	1.89	0.589
1.51	0.795	1.64	0.724	1.77	0.654	1.90	0.584
1.52	0.789	1.65	0.719	1.78	0.649	1.91	0.579
1.53	0.784	1.66	0.714	1.79	0.643	1.92	0.573
1.54	0.778	1.67	0.708	1.80	0.638	1.93	0.568
1.55	0.773	1.68	0.703	1.81	0.633	1.94	0.562
1.56	0.768	1.69	0.697	1.82	0.627	1.95	0.557
1.57	0.762	1.70	0.692	1.83	0.622	1.96	0.552
1.58	0.757	1.71	0.687	1.84	0.616	1.97	0.546
1.59	0.751	1.72	0.681	1.85	0.611	1.98	0.541
1.60	0.746	1.73	0.676	1.86	0.606	1.99	0.535
1.61	0.741	1.74	0.670	1.87	0.600	2.00	0.530
1.62	0.735	1.75	0.665	1.88	0.595		

e) Calculo de la resistencia  $V_c$

$$d_w = 0,80L_w \text{ (Ec. 4-8)}$$

Se toma el menor valor obtenido de las siguientes ecuaciones:

$$V_c = 0,88\sqrt{f'c}b_wd_w + \frac{P_u d_w}{4L_w} \text{ (Ec. 4-9)}$$

$$V_c = \left[ 0,16\sqrt{f'c} + \frac{L_w(0,33\sqrt{f'c} + 0,2\frac{P_u}{b_wL_w})}{\left(\frac{M_u}{V_u} - 0,5L_w\right)} \right] b_wL_w \text{ (Ec. 4-10)}$$

$$V_c = 0,53\sqrt{f'c}b_wd_w \left( 1 + 0,007\frac{N_u}{A} \right) \text{ (Ec. 4-11)}$$



e) Calculo de la resistencia  $V_s$

$$V_s = V_u / \phi - V_c \quad (\text{Ec. 4-12})$$

f) Calculo de la cuantía de refuerzo horizontal  $\rho_{h2}$

$$\left( \frac{A_{sh}}{s_h} \right) = \frac{V_s}{F_y \cdot d_w} \quad \text{donde;}$$

$$A_{sh} = \left( \frac{A_{sh}}{s_h} \right) \times 100 \quad (\text{Ec. 4-13})$$

por consiguiente:

$$\rho_{h2} = \frac{A_{sh}}{100 \times b_w} \quad (\text{Ec. 4-14})$$

h) Comparación entre cuantías calculadas y cuantía mínima normativa

$$\rho_{h_{definitivo}} \begin{cases} \rho_{h1} \\ \rho_{h2} \\ \rho_{mín} = 0.0025 \end{cases}$$

$$\rho_{h_{mín}} = 0.0025$$

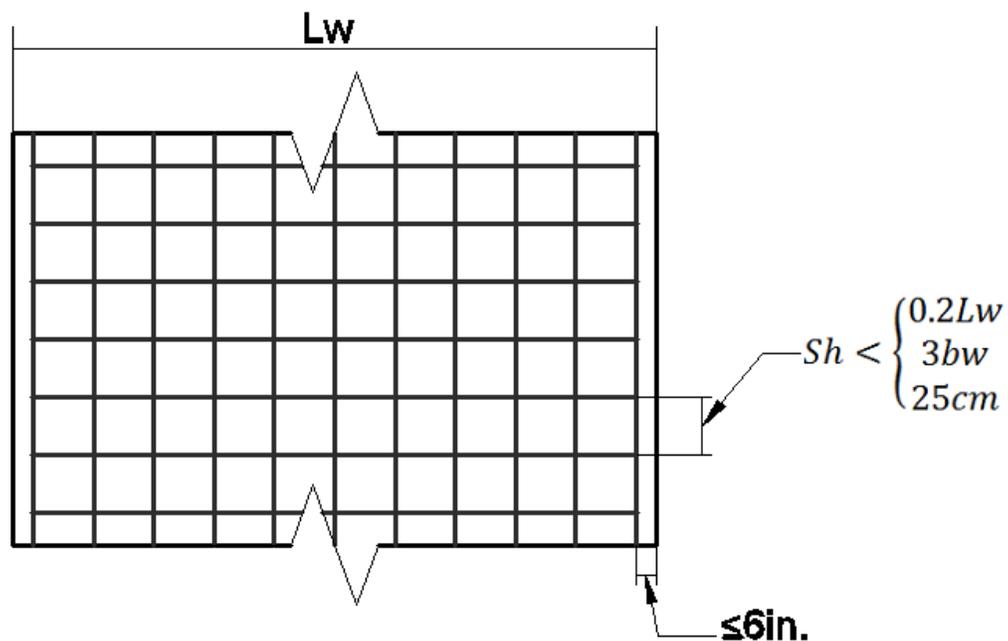
### 4.3.2 Detallado del Acero por corte

#### a) Distribución del acero horizontal

$$A_{sh} = \rho_{h_{definitivo}} \times 100 \times b_w \quad (\text{Ec. 4-15})$$

$$A_{sh \text{ por cara}} = \frac{A_{sh}}{2} \quad (\text{Ec. 4-16})$$

#### b) Separación entre barras horizontales

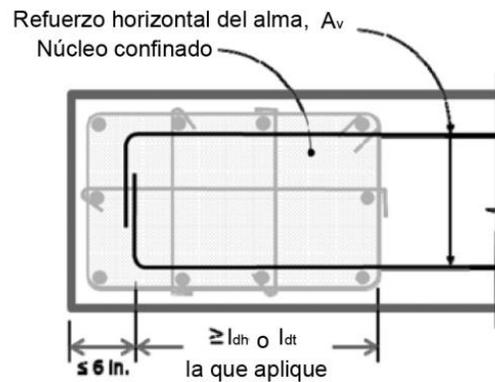


**Figura 4.13** Detallado del refuerzo horizontal, separación entre barras horizontales.

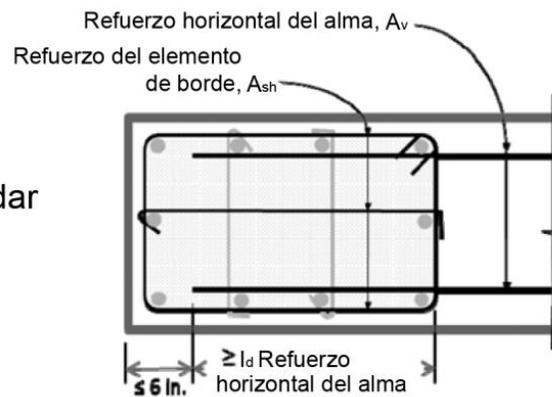
c) Refuerzo horizontal de muros de no ser necesario miembros de borde ver figura 4.2

d) Anclaje del Refuerzo Horizontal en Miembros de Borde

(a) Opción con gancho estándar o tuercas de anclaje



(b) Opción sin gancho estándar ni tuercas de anclaje (barras rectas)



**Figura 4.14** Longitud de Desarrollo del Refuerzo Horizontal del Muro en Miembros de Borde (Building Code Requirements for Structural Concrete ACI 318-11).



### 4.3.3 Cálculo del Acero por flexo-compresión

a) Se calcula:

$$P_u / f'_c A_{cv} \quad (\text{Ec. 4-17}) \quad \text{y} \quad M_u \times 100 / f'_c A_{cv} L_w \quad (\text{Ec. 4-18})$$

b) Obtención de la cuantía de refuerzo longitudinal  $\rho_v$  usando diagrama de interacción  $P_u/M_u$ .  $0.0025 \leq \rho_v \leq 0.04$

Ver Figura 4.4, Ejemplo de Diagrama de interacción genérico

c) Cálculo del área de acero longitudinal

$$A_{sv} = \rho_v L_w b_w \quad (\text{Ec. 4-19})$$

d) Chequera si el Muro trabaja a Flexión

$$\frac{P_u}{P_o} \leq 0,35 \quad (\text{Ec. 4-20})$$

$$P_o = 0,85 f'_c (A_{cv} - A_{sv}) + f_y A_{sv} \quad (\text{Ec. 4-21})$$

e) Determinación de la Profundidad del Eje Neutro  $c$ .

Mismo Procedimiento Descrito anteriormente en el acápite 4.2.d

f) Determinación del uso de miembros de borde

- Comparación con la profundidad del eje neutro.

$$c < \frac{L_w}{600 x \frac{\Delta t}{h_w}} \quad (\text{Ec. 4-27})$$

$$\frac{\Delta t}{h_w} \geq 0.007 \quad (\text{Ec. 4-28})$$

#### 4.3.4 Detallado del Acero por flexo-compresión

a) Detallado de no ser necesario el uso de los miembros de borde

Si el acero en los extremos es mayor a  $28/f_y$  se debe colocar refuerzo transversal (estribos) para un área igual a:

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s h_c f_c'}{f_y}; \quad (\text{Ec. 4-33})$$

Ver figura 4.8

b) Detallado del acero en miembros de borde.

- **Acero de Refuerzo Longitudinal:** Se coloca el 100% del acero demandado en los miembros de borde y en el alma del muro solo se coloca la cuantía mínima de acero 0.0025

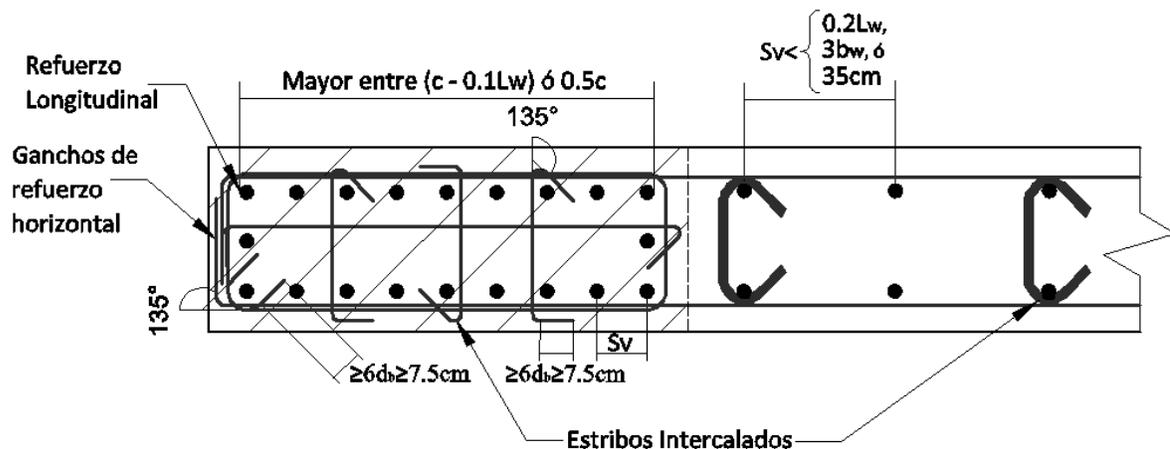


Figura 4.15 Detallado del refuerzo Longitudinal y Transversal, Estribos y Ganchos.

**Acero de Refuerzo Transversal:** El detallado se realiza igual al planteado en el procedimiento de FONDONORMA 1753:2006, ver figuras 4.10 y 4.11.



- **Anclaje del Acero de refuerzo longitudinal:** El anclaje se dispondrá con las mismas consideraciones dadas en el procedimiento de FONDONORMA 1753:2006, ver figura 4.12

4.2.5 Chequeo por deslizamiento:

$$Vn = (A_v f_y + 0.9 P_{cp}) \mu \quad (\text{Ec. 4-36})$$

Donde  $P_{cp}$  es el peso por carga permanente.  $\mu = 1$ .

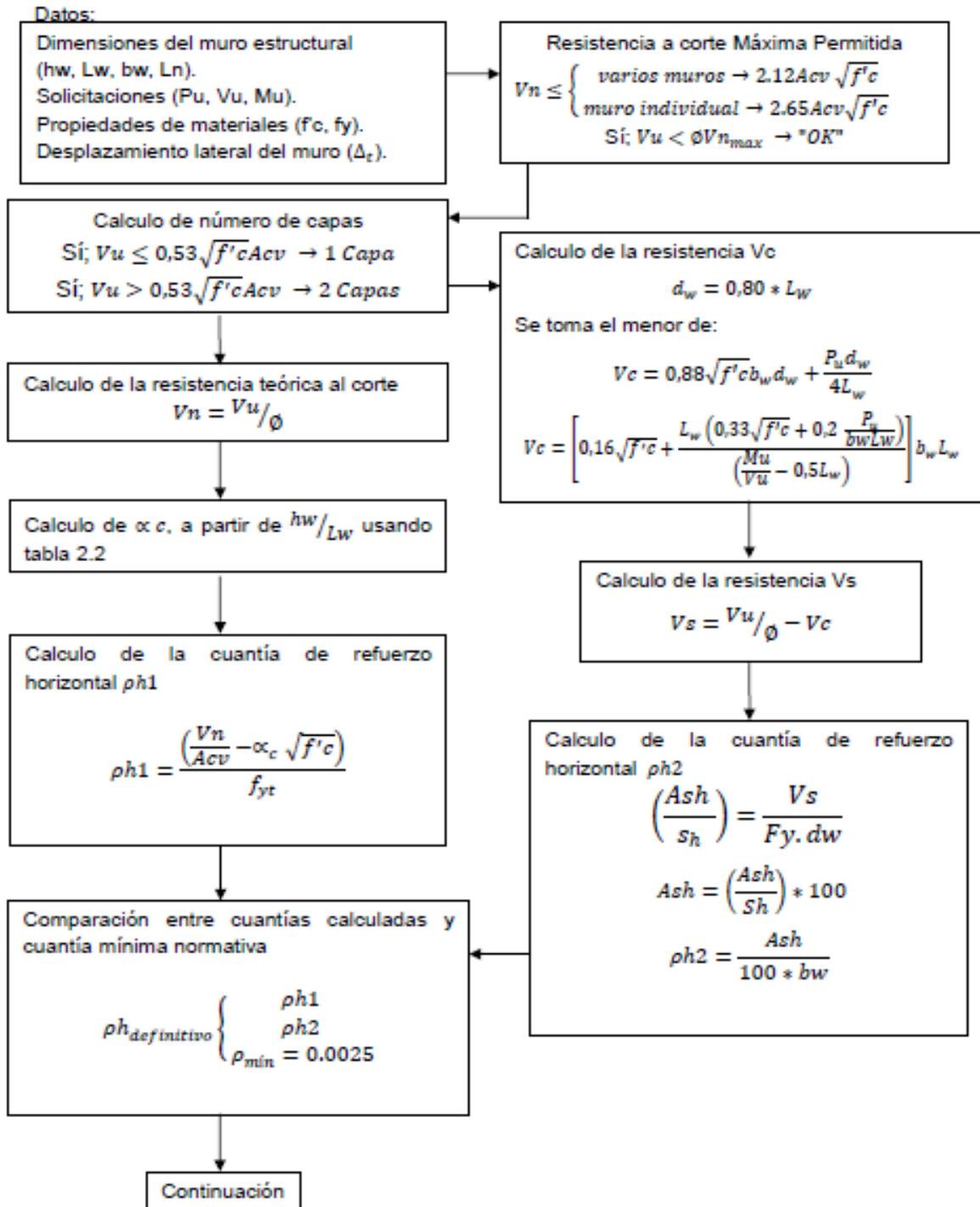
$$\text{Sí; } Vn < \begin{cases} 0.2 f'_c A_c & (\text{Ec. 4 - 37}) \\ (34 + 0.08 f'_c) A_c & (\text{Ec. 4 - 38}) \rightarrow \text{"OK"} \\ 110 A_c & (\text{Ec. 4 - 39}) \end{cases}$$

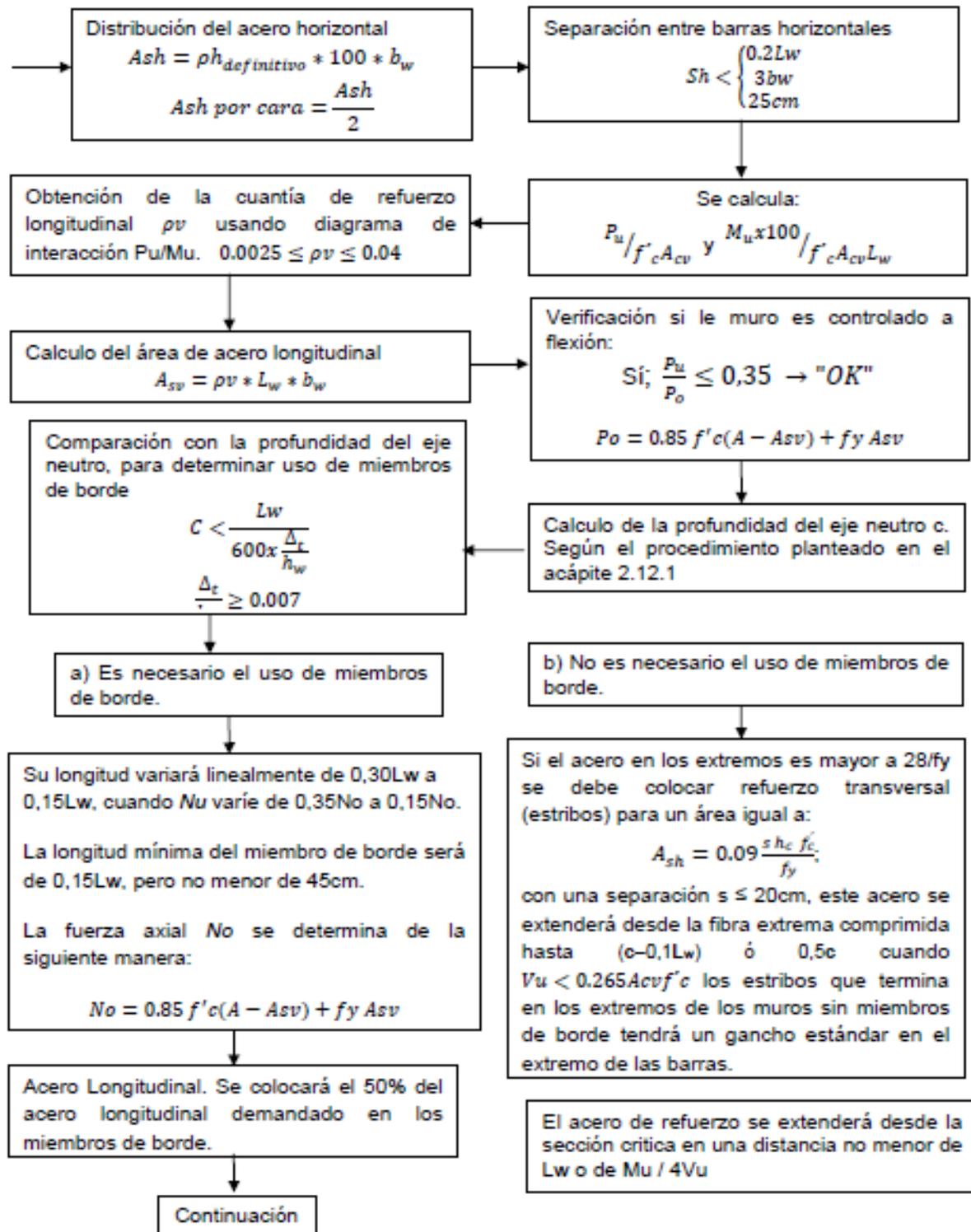
El diagrama de flujo a continuación esquematiza el procedimiento para el cálculo y detallado del acero por corte y por flexo-compresión.

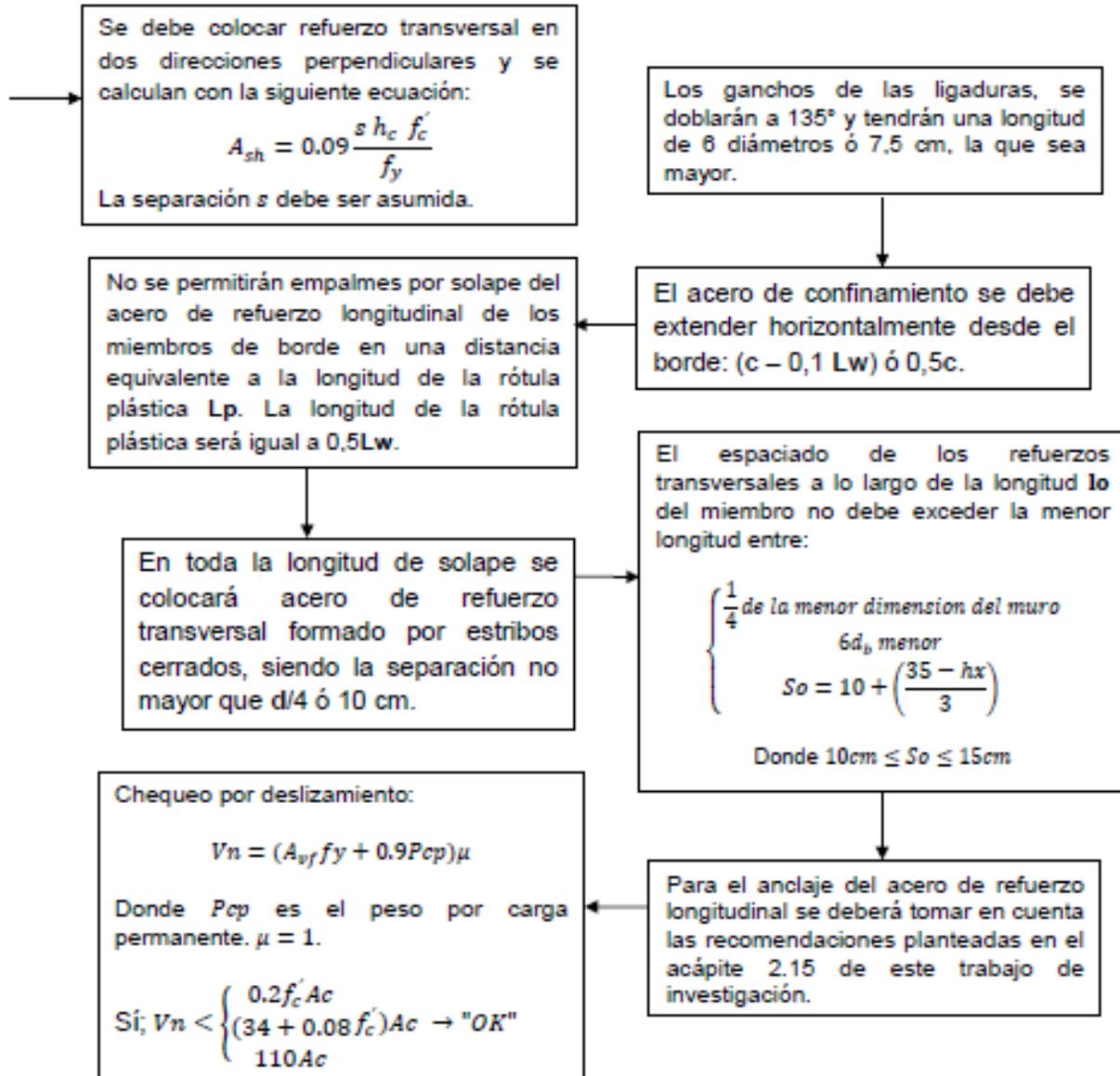


**DIAGRAMA DE FLUJO #3**

**Diseño de Muro Estructural  
(ACI 318-11)**



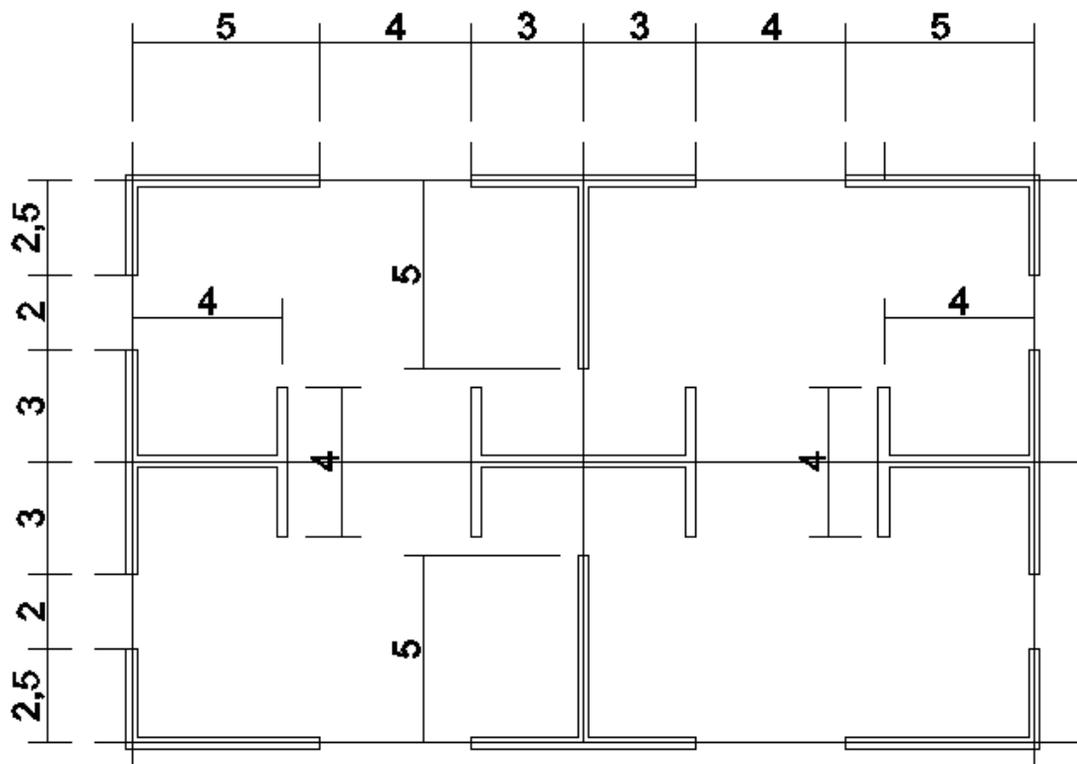




## 4.4 Aplicación del Procedimiento del Cálculo de Muros Estructurales

### 4.4.1 Configuración y Ubicación:

La siguiente planta presenta una disposición típica de muros para una edificación de 23 pisos, en esta se puede verificar que cumple con los criterios de estructuración:



**Figura 4.16** Distribución de Muros en planta de Edif. Propuesta

La disposición cumple con lo siguiente:

- Disposición simétrica
- Sistema ortogonal, líneas resistentes perpendiculares entre sí.



- Los muros continuos desde el último nivel de la estructura hasta su fundación.
- Secciones transversales de los muros constantes en toda la altura.
- Distribución regular en el perímetro.
- Los muros están distribuidos, dentro de lo posible, en sus direcciones más resistentes en igual número en cada dirección.
- Las aberturas en muros estructurales no constituyen planos de falla a través de las aberturas adyacentes, ni reducen la rigidez y la capacidad resistente del muro a corte o flexión, ni propician discontinuidades en el muro.
- Las luces son cortas

#### 4.4.2 Análisis de solicitaciones.

El Procedimiento detallado es explicado en acápite 3.7 del presente trabajo de investigación. A continuación se indican los valores de aplicar este procedimiento:

**CV Entrepiso** = 300 kgf/m<sup>2</sup>

**CV Techo** = 100 kgf/m<sup>2</sup>

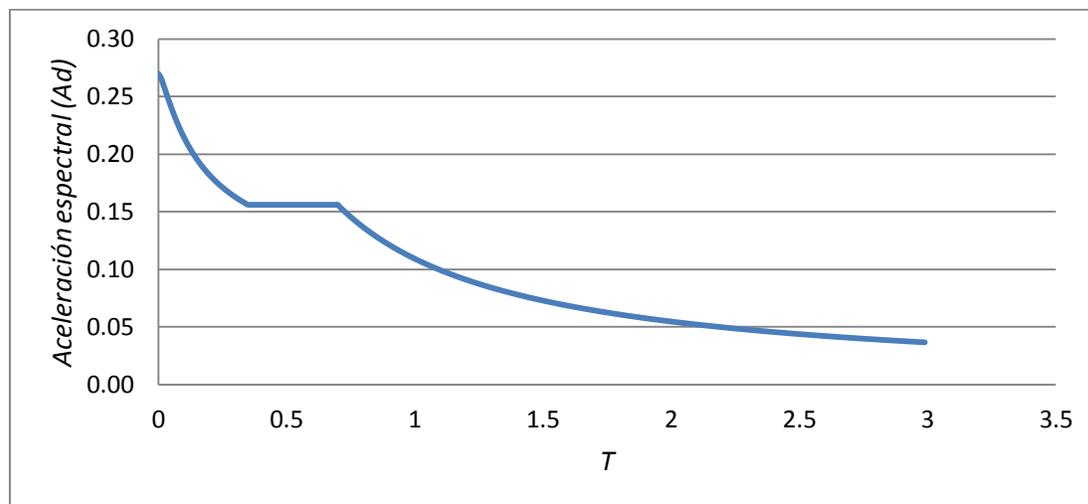
**CP Entrepiso** = 500 kgf/m<sup>2</sup>

**CP Techo** = 350 kgf/m<sup>2</sup>

Para determinar el Espectro de Diseño según la descripción de la estructura obtenemos las siguientes variables:

- Zona sísmica= 5
- $A_0= 0.30$
- Forma espectral= S2
- $\Phi= 0.90$
- Grupo estructural= B2
- $\alpha= 1.00$
- Nivel de diseño= ND3
- Tipo de estructura= III
- Factor de reducción de respuesta(R)= 4.5

Con estas variables ya se puede determinar el Espectro de Diseño quedándonos de la forma siguiente:



**Figura 4.17** Espectro de Diseño se estructura propuesta

#### 4.4.3 Predimensionado de los Muros



Con la distribución de muros se puede determinar la cantidad de metros lineales de muro que existirán en cada dirección, con el área total de la edificación se puede despejar un espesor de muros de la siguiente manera:

$$bw = \frac{3\% \text{ Area Total de planta}}{\text{Longitud de muros en una direccion}}$$

$$bw_x = \frac{0.03 \times 360}{46} = 0.24 \text{ m} \approx 25 \text{ cm}$$

$$bw_y = \frac{0.03 \times 360}{40} = 0.27 \text{ m} \approx 30 \text{ cm}$$

Por lo tanto el espesor inicial de los muros ( $bw$ ) será de 30 cm.

Se debe verificar que este espesor cumpla con el mínimo exigido:

- Se consideran Muros:

$$\frac{bw}{lw} < 0.4 \rightarrow \text{Tomamos el muro con menor longitud}$$

$$\frac{0.30}{2.5} = 0.12 < 0.4 \text{ "OK"}$$

- Espesor Mínimo:

$$\rightarrow \text{Mayor} \left\{ \begin{array}{l} 10\text{cm} \\ 2.85/25 = 11.4\text{cm} \\ 6.00/25 = 24\text{cm} \end{array} \right. \text{ menor}$$

$$bw_{min} = 11.4\text{cm} \rightarrow bw_{usado} = 30\text{cm} \text{ "OK"}$$

- Espesor Mínimo de Miembro de Borde:

$$\rightarrow \text{Mayor} \left\{ \begin{array}{l} 30\text{cm} \\ 2.85/16 = 17.8\text{cm} \end{array} \right. \rightarrow 30\text{cm "OK"}$$

Al cumplir con todas las exigencia las dimensiones de los muros, se puede proceder al siguiente paso.

#### 4.1.4 Análisis y obtención de solicitaciones de diseño.

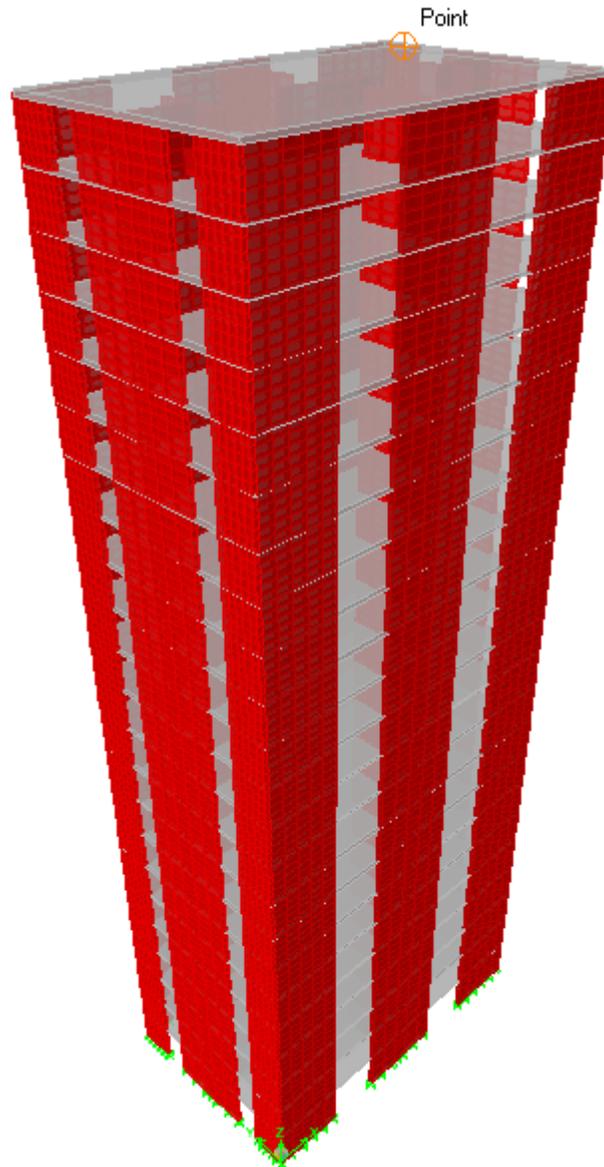
El análisis del sistema estructural, se puede realizar a través del uso de diversos Software creados para tal fin, tales como SAP 2000, ETABS, ANSYS, FRAMES PROJECT, MULTIFRAME 3D, RUAUMOKO 3D, STRUDL, PCAFRAME, ACECAD o el ZEUS-NL, entre otros.



Figura 4.18 Programas de Análisis

El uso de estos programas quedara de parte del usuario. Para fines de esta investigación se uso el software ETABS, para obtener las solicitaciones del muro a diseñar.

A continuación se presenta una imagen 3D de la edificación a calcular.



**Figura 4.19** Vista 3D de la Edificación Modelada

Se debe realizar la verificación de los desplazamientos para poder obtener las solicitaciones



- Verificación de Control de Desplazamientos de la Estructura

FONDONORMA 1756:2001, en su capítulo 10, establece que se deben verificar los desplazamientos laterales de la estructura bajo los casos de carga Sismo X y Sismo Y, los cuales deben ser magnificados por  $0.8R$  ( $R$  Factor de reducción de respuesta, para este caso  $R=4.5$ ). El valor de  $h_i - h_{i-1}$  (separación entre pisos o niveles consecutivos) coincide con la altura de entrepiso 2.85 m.

Para esta estructura el valor  $\delta_i / (h_i - h_{i-1})$  máximo permitido es 0.024

ya que no va a poseer elementos que sean susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura.

En las siguientes tablas se puede ver el resumen de los desplazamientos totales máximos en cada nivel, la magnificación de estos desplazamientos por el factor  $0.8R$ , la deriva  $\delta_i$ , que se define como la resta entre los desplazamientos de dos niveles consecutivos.



Tabla 4.6 Desplazamientos y Derivas producto del Sismo en X

Nivel	$\Delta_{ei}$ en X (cm)	$\Delta_i$ en X (cm)	$\delta_i$ en X (cm)	$\delta_i / (h_i - h_{i-1})$
Techo	14.49	52.164	3.096	0.010863158
22	13.63	49.068	3.096	0.010863158
21	12.77	45.972	3.096	0.010863158
20	11.91	42.876	3.06	0.010736842
19	11.06	39.816	3.06	0.010736842
18	10.21	36.756	3.024	0.010610526
17	9.37	33.732	2.988	0.010484211
16	8.54	30.744	2.916	0.010231579
15	7.73	27.828	2.88	0.010105263
14	6.93	24.948	2.772	0.009726316
13	6.16	22.176	2.7	0.009473684
12	5.41	19.476	2.628	0.009221053
11	4.68	16.848	2.484	0.008715789
10	3.99	14.364	2.34	0.008210526
9	3.34	12.024	2.196	0.007705263
8	2.73	9.828	2.052	0.007200000
7	2.16	7.776	1.872	0.006568421
6	1.64	5.904	1.656	0.005810526
5	1.18	4.248	1.404	0.004926316
4	0.79	2.844	1.152	0.004042105
3	0.47	1.692	0.9	0.003157895
2	0.22	0.792	0.576	0.002021053
1	0.06	0.216	0.216	0.000757895



**Tabla 4.7** Desplazamientos y Derivas producto del Sismo en Y

Nivel	$\Delta_{ei}$ en Y (cm)	$\Delta_i$ en Y (cm)	$\delta_i$ en Y (cm)	$\delta_i / (n_i - n_{i-1})$
Techo	28.62	103.032	6.12	0.021473684
22	26.92	96.912	6.12	0.021473684
21	25.22	90.792	6.12	0.021473684
20	23.52	84.672	6.084	0.021347368
19	21.83	78.588	6.048	0.021221053
18	20.15	72.54	5.976	0.020968421
17	18.49	66.564	5.868	0.020589474
16	16.86	60.696	5.796	0.020336842
15	15.25	54.9	5.688	0.019957895
14	13.67	49.212	5.508	0.019326316
13	12.14	43.704	5.328	0.018694737
12	10.66	38.376	5.148	0.018063158
11	9.23	33.228	4.932	0.017305263
10	7.86	28.296	4.644	0.016294737
9	6.57	23.652	4.356	0.015284211
8	5.36	19.296	4.032	0.014147368
7	4.24	15.264	3.672	0.012884211
6	3.22	11.592	3.24	0.011368421
5	2.32	8.352	2.808	0.009852632
4	1.54	5.544	2.304	0.008084211
3	0.9	3.24	1.728	0.006063158
2	0.42	1.512	1.08	0.003789474
1	0.12	0.432	0.432	0.001515789

Como se puede observar los desplazamientos son menores al máximo permitido, por lo tanto cumple con la condición.



- Solicitaciones de Diseño

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line

	X	Y	Z
Start Point	8.7429	7.5	0.1452
End Point	15.9441	7.5	0.0979

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	12.3435	7.5	0.1216	0.

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

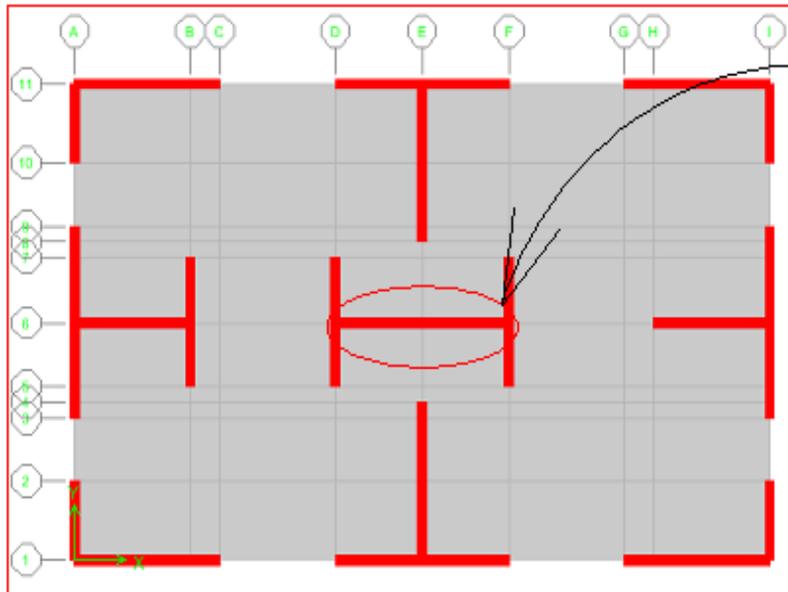
Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	64973.663	4976.6758	1041029.11	64033.642	4976.6758	-542364.
Moment	5097.9116	1265244.94	3001.3049	5097.9116	691904.06	3001.3049

Close Refresh

Figura 4.20 Solicitaciones de Diseño del Muro

Para finalizar, el muro a diseñar será:



**Muro con Alas**

**Figura 4.21** Vista en planta de Muro a Diseñar en el ejemplo.

Muro con Alas

Solicitaciones:

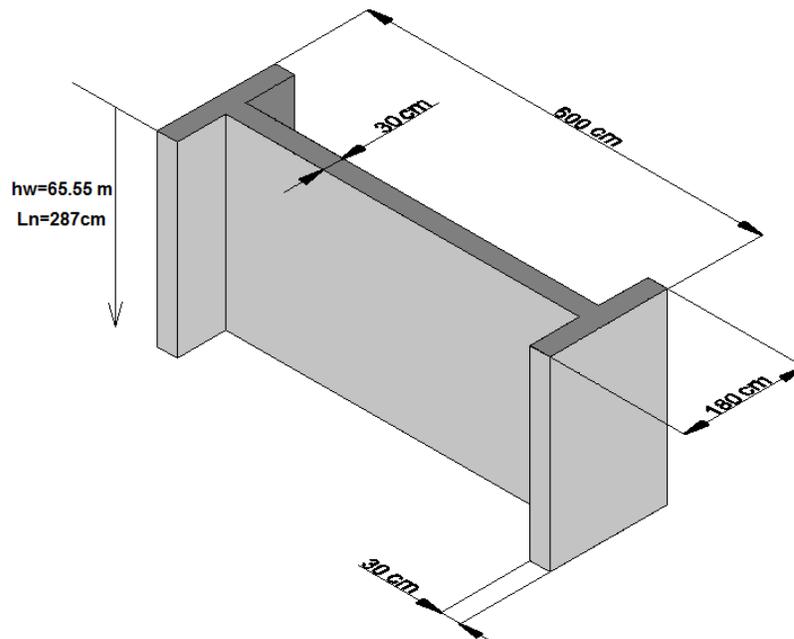
$$P_u = 1041029.11 \text{ kgf}$$

$$M_{yu} = 1265244.94 \text{ kgf.m}$$

$$V_u = 64973.663 \text{ kgf}$$

#### 4.5 Aplicación del Procedimiento de Diseño y Detallado de Muros Estructurales según FONDONORMA 1753:2006

Se Procede a aplicar el procedimiento establecido de diseño y detalla al muro indicado en la figura 4.55



**Figura 4.22** Vista 3D del muro a diseñar, ya se considera el ancho efectivo

Al ser un muro tipo I, al diseñar el alma del mismo se debe considerar un ancho efectivo dentro de las alas, este ancho efectivo es el 25% de la altura de entrepiso=75cm

Datos:

Materiales:

Solicitaciones:

$$f'_c = 250 \text{ kgf/cm}^2$$

$$V_u = 64973.663 \text{ kgf}$$

$$f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$P_u = 1041029.11 \text{ kgf}$$

$$M_{yu} = 1265244.94 \text{ kgf.m}$$

## 1) Diseño por corte:

### a) Calculo de la resistencia a corte máxima permitida

$$V_n \leq \begin{cases} \text{varios muros} \rightarrow 2.12Acv \sqrt{f'c} = 603362.578 \text{ kg} \sqrt{} \\ \text{muro individual} \rightarrow 2.65Acv \sqrt{f'c} = 754203.222 \text{ kg} \sqrt{} \end{cases} X$$

$$\phi V_{n_{max}} = 0.60 \times 603362.578 = 362017.547 \text{ kg}$$

$V_u < \phi V_{n_{max}} \rightarrow 64973.663 \text{ kg} < 362017.547 \text{ kg}$  "OK", no existirá falla frágil.

### b) Numero de Capas de Refuerzo

$$V_u > 0.53 \sqrt{f'c} Acv \rightarrow 64973.663 \text{ kg} \not> 150840.644 \text{ kg}$$

Se necesita una sola capa de acero de refuerzo, sin embargo se debe verificar si es necesario el uso de miembros de borde; de ser así el acero de refuerzo se dispondrá en dos capas paralelas debido a la necesidad de armar las áreas de confinamiento.

### c) Calculo de la resistencia teórica al corte

$$V_n = V_u / \phi \rightarrow \frac{64973.663}{0.60} = 108289.4 \text{ kgf}$$

### d) Calculo de la cuantía de refuerzo horizontal $\rho h1$

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{65.55}{6} = 10.93 > 2 \rightarrow \alpha_c = 0.53;$$

$$\rho h1 = \frac{\left( \frac{V_n}{Acv} - \alpha_c \sqrt{f'c} \right)}{f_{yt}} = \frac{\left( \frac{115060.925}{18000} - 0.53 \sqrt{250} \right)}{4200} = -0.000473$$

Se obtiene que,  $\rho h1 = -0.000473 < 0.0025 \rightarrow \rho h1 = 0.0025$



**e) Calculo de la resistencia al corte  $V_c$ .**

$$d_w = 0.80L_w = 0.80 \times 600 = 480 \text{ cm}$$

$$V_c = 0.88\sqrt{f'c}b_wd_w + \frac{P_u d_w}{4L_w} = 0.88\sqrt{250} \times 30 \times 600 + \frac{1041029.11 \times 480}{4 \times 600} = 408567.73 \text{ kgf}$$

$$V_c = \left[ 0.16\sqrt{f'c} + \frac{L_w(0.33\sqrt{f'c} + 0.2 \frac{P_u}{b_w L_w})}{\left(\frac{M_u}{V_u} - 0.5L_w\right)} \right] b_w L_w \rightarrow \text{no aplica} \rightarrow \left(\frac{M_u}{V_u} - 0.5L_w\right) < 0$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c}b_wd_w \left(1 + 0.007 \frac{P_u}{A}\right) = 0.53\sqrt{250} \times 30 \times 480 \times \left(1 + 0.007 \times \frac{1041029.11}{600 \times 30}\right) = 169526.14 \text{ kgf}$$

$$V_c = \begin{cases} 408567.73 \text{ kgf} \\ \text{No Aplica} \rightarrow 169526.14 \text{ kgf} \\ 169526.14 \text{ kgf} \end{cases}$$

**f) Calculo de la resistencia al corte  $V_s$ .**

$$V_s = V_u/\phi - V_c = 108289.4 - 169526.14 = -61236.74 \text{ kgf}$$

Este resultado nos demuestra que el corte resistido por el concreto es suficientemente grande como para resistir el corte actuante, por lo tanto

$$\rho h_2 = 0,0025$$

**g) Comparación entre cuantías calculadas.**

$$\begin{cases} \rho h_1 = 0,0025 \\ \rho h_2 = 0,0025 \end{cases} \rightarrow \rho h_{definitivo} = 0,0025$$

### h) Distribución del acero de refuerzo horizontal.

$$A_{sh} = 0,0025 \times 100 \times 30 = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh \text{ por cara}} = \frac{A_{sh}}{2} = \frac{7.5}{2} = 3.75 \text{ cm}^2$$

3.75 cm<sup>2</sup> de acero horizontal en una longitud de 100 cm y colocando Ø1/2" nos queda:

$$\varnothing 1/2" @ 30 \text{ cm} \left\{ \begin{array}{l} < 0.2L_w = 120 \text{ cm} \\ < 3b_w = 90 \text{ cm} \\ \leq 25 \text{ cm} \end{array} \right. \text{ "NO"} \quad \varnothing 1/2" @ 25 \text{ cm}$$

### i) Detallado del acero de refuerzo horizontal.

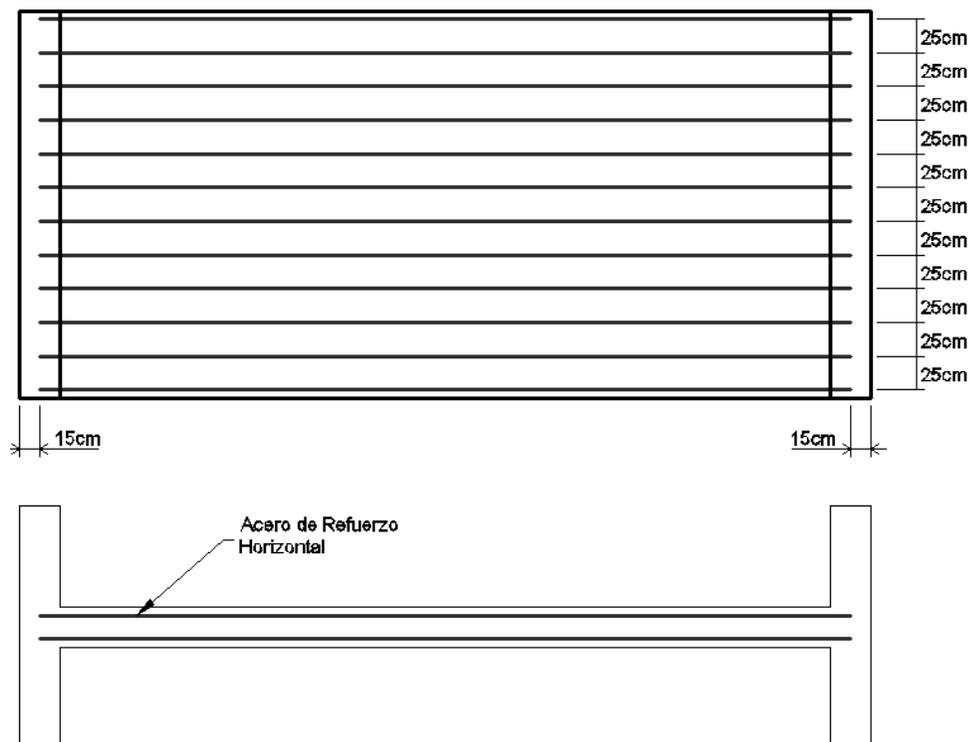


Figura 4.23 Detalle Armadura horizontal

## 2) Diseño a Flexo-compresión:

a) Obtención del acero longitudinal usando diagrama de interacción

$$\frac{P_u}{f'_c A_{cv}} = 0.154 \qquad \frac{M_u \times 100}{f'_c A_{cv} L_w} = 0.032$$

Con estos valores entramos en el diagrama de interacción y determinamos la cuantía necesaria.

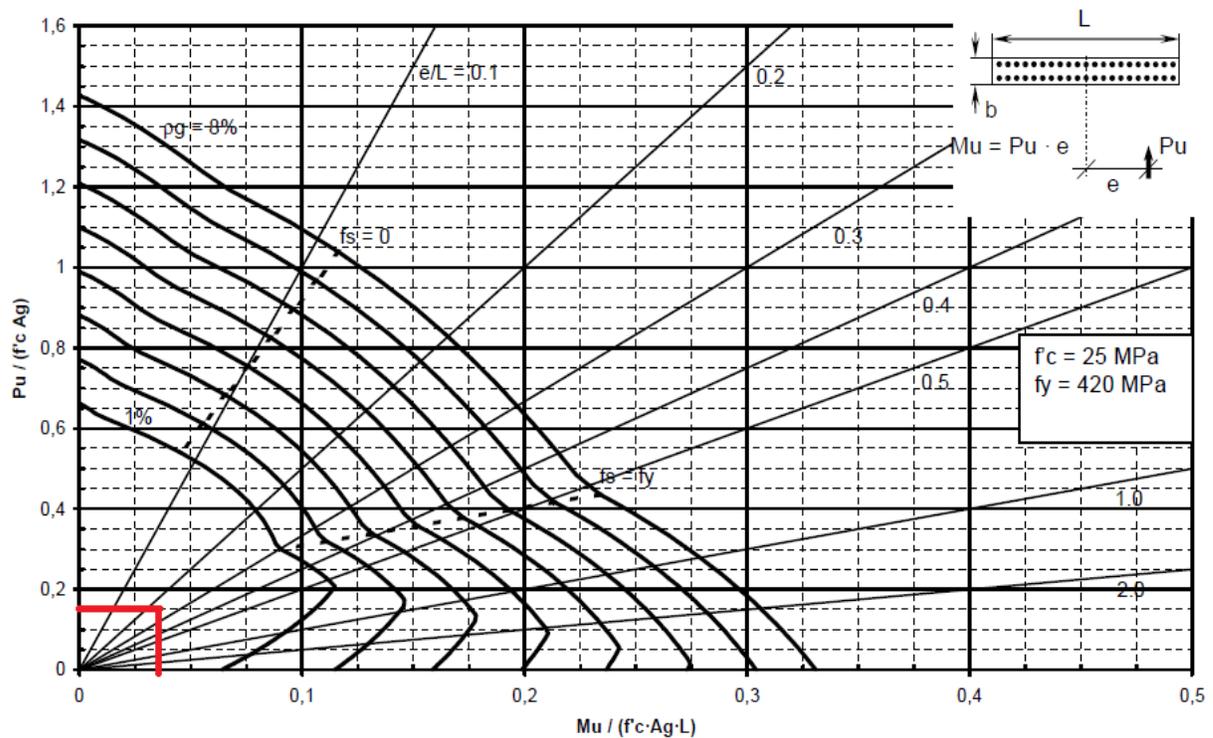


Figura 4.24 Determinación de cuantía usando Diagrama de interacción

Se puede observar que la cuantía es menor al 0.25% por lo tanto la cuantía a colocar será:

$$\rho h = 0,0025$$

$$A_{sv} = 0.0025 \times 27000 = 67.5 \text{ cm}^2$$

b) Verificar  $\frac{P_u}{P_o} \leq 0.35$

$$P_u = 1041029.11 \text{ kgf}$$

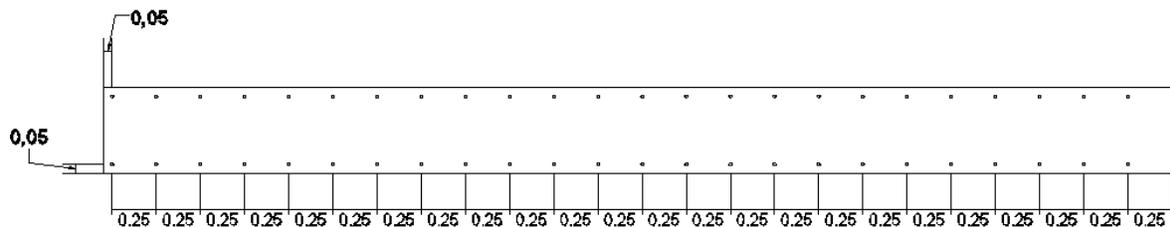
$$\begin{aligned} P_o &= 0.85 f'_c (A_{cv} - A_{sv}) + f_y A_{sv} = 0.85 \times 250 \times (27000 - 67.5) + 4200 \times 67.5 \\ &= 6006656.25 \text{ kgf} \end{aligned}$$

$$\frac{1041029.11}{6006656.25} = 0.173 \leq 0.35 \text{ "OK"}$$

c) Cálculo de la profundidad del eje neutro  $c$

- Distribución inicial simétrica del acero longitudinal

$A_{sv} \rightarrow A_{sv} \text{ dos capa} = \emptyset 5/8" @ 25 \text{ cm} \rightarrow$  Distribuir el acero uniformemente sobre el área del muro utilizando el Apéndice B



**Figura 4.25** Distribución inicial  $\emptyset 5/8" @ 25 \text{ cm}$

- Estimación inicial de  $c$ .

$$c = 0.15Lw \rightarrow c = 90 \text{ cm}$$

- 
-

- Calculo de la deformación de las barras.

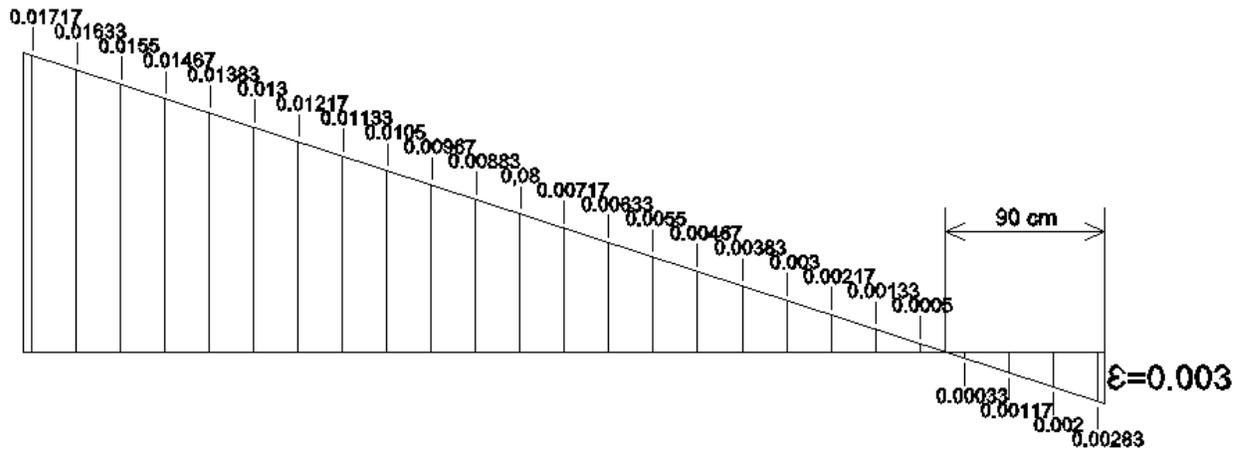


Figura 4.26 Deformaciones en cada barra

- Calculo de esfuerzos tensión y compresión

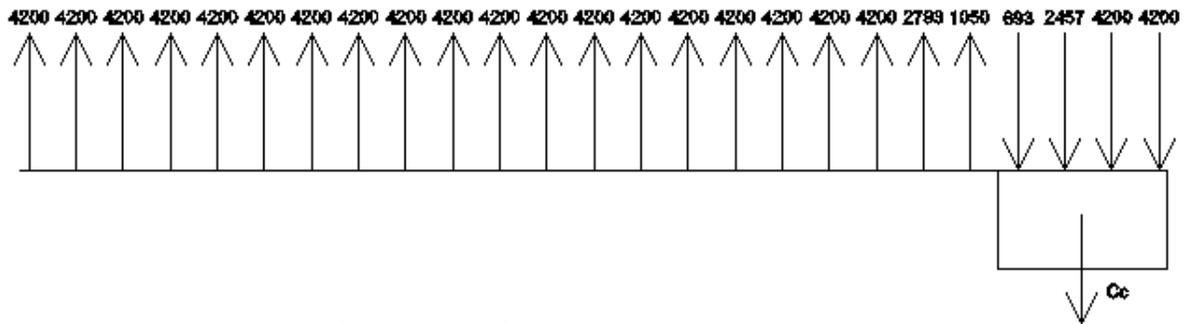


Figura 4.27 Esfuerzos en cada barra

En la tabla 4.8 se puede ver un resumen de todas las deformaciones, esfuerzos y fuerzas dadas con un  $c=0.90m$



**Tabla 4.8** Cálculo de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para  $c=90\text{cm}$

Deformacion de Barras	Esfuerzo de Barras $f_s = \epsilon_i * E$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo $f_s$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Fuerza Axial (kg.) (+) Compresión (-) Taccion		
$\epsilon_{1=}$	0.00283	$f_{s1=}$	5950.0	4200.0	16884
$\epsilon_{2=}$	0.00200	$f_{s2=}$	4200.0	4200.0	16884
$\epsilon_{3=}$	0.00117	$f_{s3=}$	2450.0	2450.0	9849
$\epsilon_{4=}$	0.00033	$f_{s4=}$	700.0	700.0	2814
$\epsilon_{5=}$	-0.00050	$f_{s5=}$	-1050.0	-1050.0	-4221
$\epsilon_{6=}$	-0.00133	$f_{s6=}$	-2800.0	-2800.0	-11256
$\epsilon_{7=}$	-0.00217	$f_{s7=}$	-4550.0	-4200.0	-16884
$\epsilon_{8=}$	-0.00300	$f_{s8=}$	-6300.0	-4200.0	-16884
$\epsilon_{9=}$	-0.00383	$f_{s9=}$	-8050.0	-4200.0	-16884
$\epsilon_{10=}$	-0.00467	$f_{s10=}$	-9800.0	-4200.0	-16884
$\epsilon_{11=}$	-0.00550	$f_{s11=}$	-11550.0	-4200.0	-16884
$\epsilon_{12=}$	-0.00633	$f_{s12=}$	-13300.0	-4200.0	-16884
$\epsilon_{13=}$	-0.00717	$f_{s13=}$	-15050.0	-4200.0	-16884
$\epsilon_{14=}$	-0.00800	$f_{s14=}$	-16800.0	-4200.0	-16884
$\epsilon_{15=}$	-0.00883	$f_{s15=}$	-18550.0	-4200.0	-16884
$\epsilon_{16=}$	-0.00967	$f_{s16=}$	-20300.0	-4200.0	-16884
$\epsilon_{17=}$	-0.01050	$f_{s17=}$	-22050.0	-4200.0	-16884
$\epsilon_{18=}$	-0.01133	$f_{s18=}$	-23800.0	-4200.0	-16884
$\epsilon_{19=}$	-0.01217	$f_{s19=}$	-25550.0	-4200.0	-16884
$\epsilon_{20=}$	-0.01300	$f_{s20=}$	-27300.0	-4200.0	-16884
$\epsilon_{21=}$	-0.01383	$f_{s21=}$	-29050.0	-4200.0	-16884
$\epsilon_{22=}$	-0.01467	$f_{s22=}$	-30800.0	-4200.0	-16884
$\epsilon_{23=}$	-0.01550	$f_{s23=}$	-32550.0	-4200.0	-16884
$\epsilon_{24=}$	-0.01633	$f_{s24=}$	-34300.0	-4200.0	-16884
$\epsilon_{25=}$	-0.01717	$f_{s25=}$	-36050.0	-4200.0	-16884
$\epsilon_{26=}$	-0.01800	$f_{s26=}$	-37800.0	-4200.0	-16884

- Balanceo de las fuerzas para calcular la fuerza producida por el bloque de concreto a compresión.

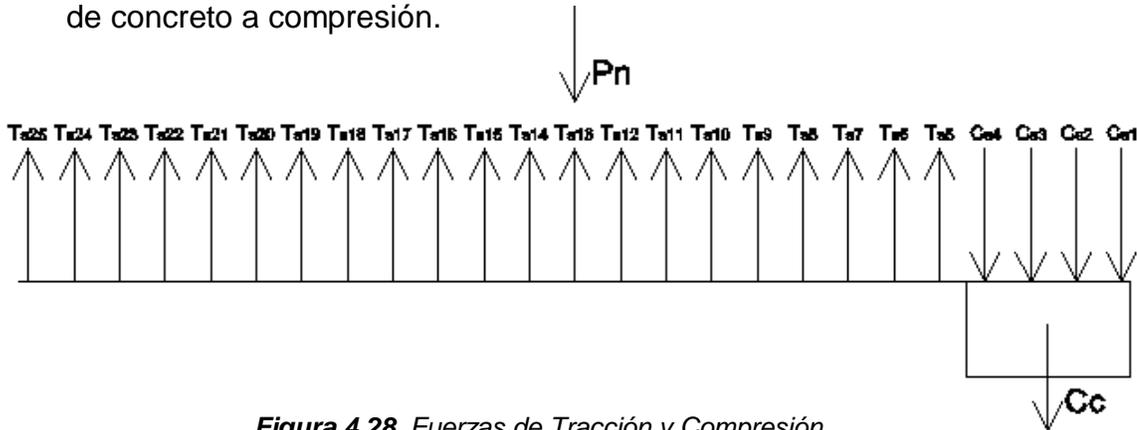


Figura 4.28 Fuerzas de Tracción y Compresión

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{1041029.11}{0.59} = 1764456.12 \text{ kgf}$$

$$\phi = 0.9 - 0.2 \frac{P_u}{0.1 f'_c A_g} = 0.9 - 0.2 \times \frac{1041029.11}{0.1 \times 250 \times 27000} = 0.59$$

$$C_c = P_n + \sum T_s - \sum C_s = 1764456.12 + 306726$$

$$C_c = 2071182.12 \text{ kgf}$$

- Calcular la altura del bloque de compresión,  $a$ . Que corresponde a  $C_c$ .

$$a = \frac{C_c}{0.85 f'_c b w} = \frac{2071182.12}{0.85 \times 250 \times 30} = 324.89 \text{ cm}$$

- Calcular  $c$ , y comparar con la  $c$  inicial asumida  $\beta_1$  se define en la tabla 4.3.

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{324.89}{0.85} = 382.22 \text{ cm}$$



$$90\text{cm} \neq 382.22\text{cm}$$

$$c_{inicial} \neq c_{calc}$$

Como los valores de c son diferentes se debe asumir otro valor de c inicial y aplicar todo el procedimiento.

Luego de varias iteraciones resulto que el c real es 323.98 cm

**Tabla 4. 9Cálculo de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para c=323.98 cm**

Deformacion de Barras		Esfuerzo de Barras $f_s = \epsilon_i * E$ (Kg/cm <sup>2</sup> )		Esfuerzo $f_s$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Fuerza Axial (kg.) (+) Compresión (-) Taccion
ε1=	0.00295	f <sub>s1</sub> =	6202.8	4200.0	16884
ε2=	0.00272	f <sub>s2</sub> =	5716.6	4200.0	16884
ε3=	0.00249	f <sub>s3</sub> =	5230.5	4200.0	16884
ε4=	0.00226	f <sub>s4</sub> =	4744.4	4200.0	16884
ε5=	0.00203	f <sub>s5</sub> =	4258.2	4200.0	16884
ε6=	0.00180	f <sub>s6</sub> =	3772.1	3772.1	15163.73219
ε7=	0.00156	f <sub>s7</sub> =	3285.9	3285.9	13209.44992
ε8=	0.00133	f <sub>s8</sub> =	2799.8	2799.8	11255.16765
ε9=	0.00110	f <sub>s9</sub> =	2313.7	2313.7	9300.885379
ε10=	0.00087	f <sub>s10</sub> =	1827.5	1827.5	7346.603108
ε11=	0.00064	f <sub>s11</sub> =	1341.4	1341.4	5392.320837
ε12=	0.00041	f <sub>s12</sub> =	855.2	855.2	3438.038566
ε13=	0.00018	f <sub>s13</sub> =	369.1	369.1	1483.756295
ε14=	-0.00006	f <sub>s14</sub> =	-117.0	-117.0	-470.525976
ε15=	-0.00029	f <sub>s15</sub> =	-603.2	-603.2	-2424.808247
ε16=	-0.00052	f <sub>s16</sub> =	-1089.3	-1089.3	-4379.090518
ε17=	-0.00075	f <sub>s17</sub> =	-1575.5	-1575.5	-6333.372789
ε18=	-0.00098	f <sub>s18</sub> =	-2061.6	-2061.6	-8287.65506
ε19=	-0.00121	f <sub>s19</sub> =	-2547.7	-2547.7	-10241.93733
ε20=	-0.00144	f <sub>s20</sub> =	-3033.9	-3033.9	-12196.2196
ε21=	-0.00168	f <sub>s21</sub> =	-3520.0	-3520.0	-14150.50187
ε22=	-0.00191	f <sub>s22</sub> =	-4006.2	-4006.2	-16104.78414
ε23=	-0.00214	f <sub>s23</sub> =	-4492.3	-4200.0	-16884
ε24=	-0.00237	f <sub>s24</sub> =	-4978.4	-4200.0	-16884
ε25=	-0.00260	f <sub>s25</sub> =	-5464.6	-4200.0	-16884
ε26=	-0.00283	f <sub>s26</sub> =	-5950.7	-4200.0	-16884



d) Determinar uso de miembros de borde

- Procedimiento 1

$$c < \frac{Lw}{600 \times \frac{\Delta f}{h_w}} = \frac{600}{600 \times 0.007} = 142.86 \text{ cm}$$

$323.98 \text{ cm} \not\leq 142.86 \text{ cm} \rightarrow$  Por lo tanto necesita miembros de borde

- Procedimiento 2

$$N_u \leq 0,10 A_{cv} f'c$$

$$1041029.11 \not\leq 675000$$

También por este procedimiento me indica que necesito miembros de Borde

f) Calculo de la longitud del miembro de borde.

Tomando en cuenta

$$N_o = 6006656.25 \text{ kgf}$$

$$0.15 N_o = 900998.44 \text{ kgf}$$

$$0.35 N_o = 2102329.69 \text{ kgf}$$

$$0.30 Lw = 180 \text{ cm}$$

$$0.15 Lw = 90 \text{ cm}$$

Para;  $N_u = 1041029.11 \text{ kg}$  la longitud del miembro de borde será 100.49 cm se tomara 105 cm.

En los miembros con alas el miembro de borde incluye el ancho efectivo. Se debe aplicar para este diseño.

g) Detallado del acero por flexo-compresión

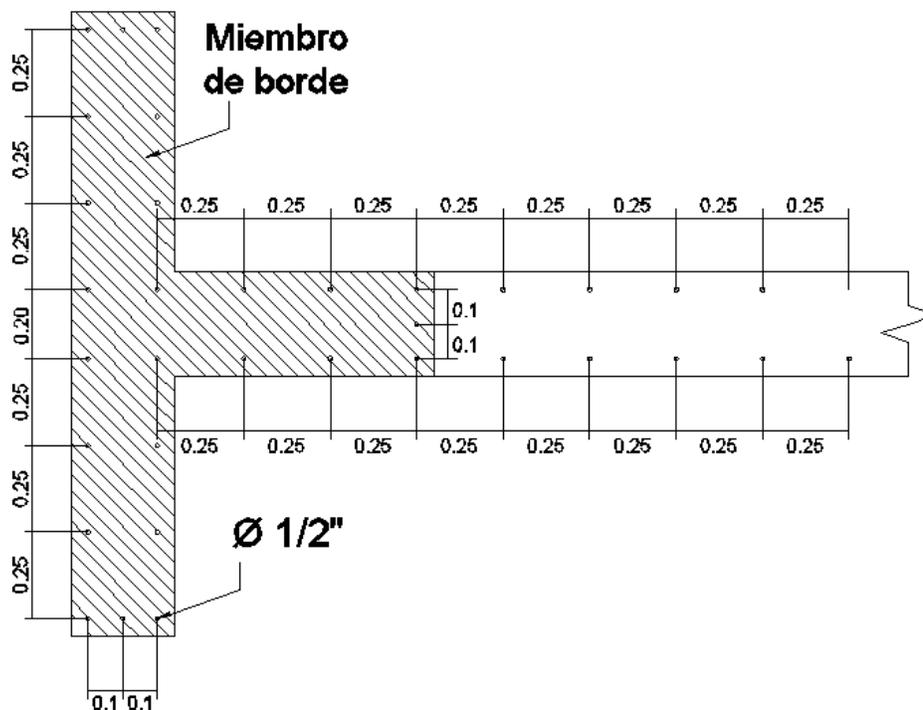
### Acero de Refuerzo Longitudinal

Como la cuantía demandada es cuantía mínima, el acero se distribuirá de forma tal que tanto en los miembros de borde como en el alma del muro habrá cuantía mínima.

As en miembros de borde=19.125cm<sup>2</sup>

As en alma de muro=29.25cm<sup>2</sup>

Se debe cumplir con la separación mínima, nuestro armado queda de la siguiente manera:



**Figura 4.29** Detalle de distribución de acero de refuerzo longitudinal en miembro de borde y alma del muro.

Por ultimo cumpliendo con los requerimientos de refuerzo transversal, el muro detallado nos queda de la siguiente manera:

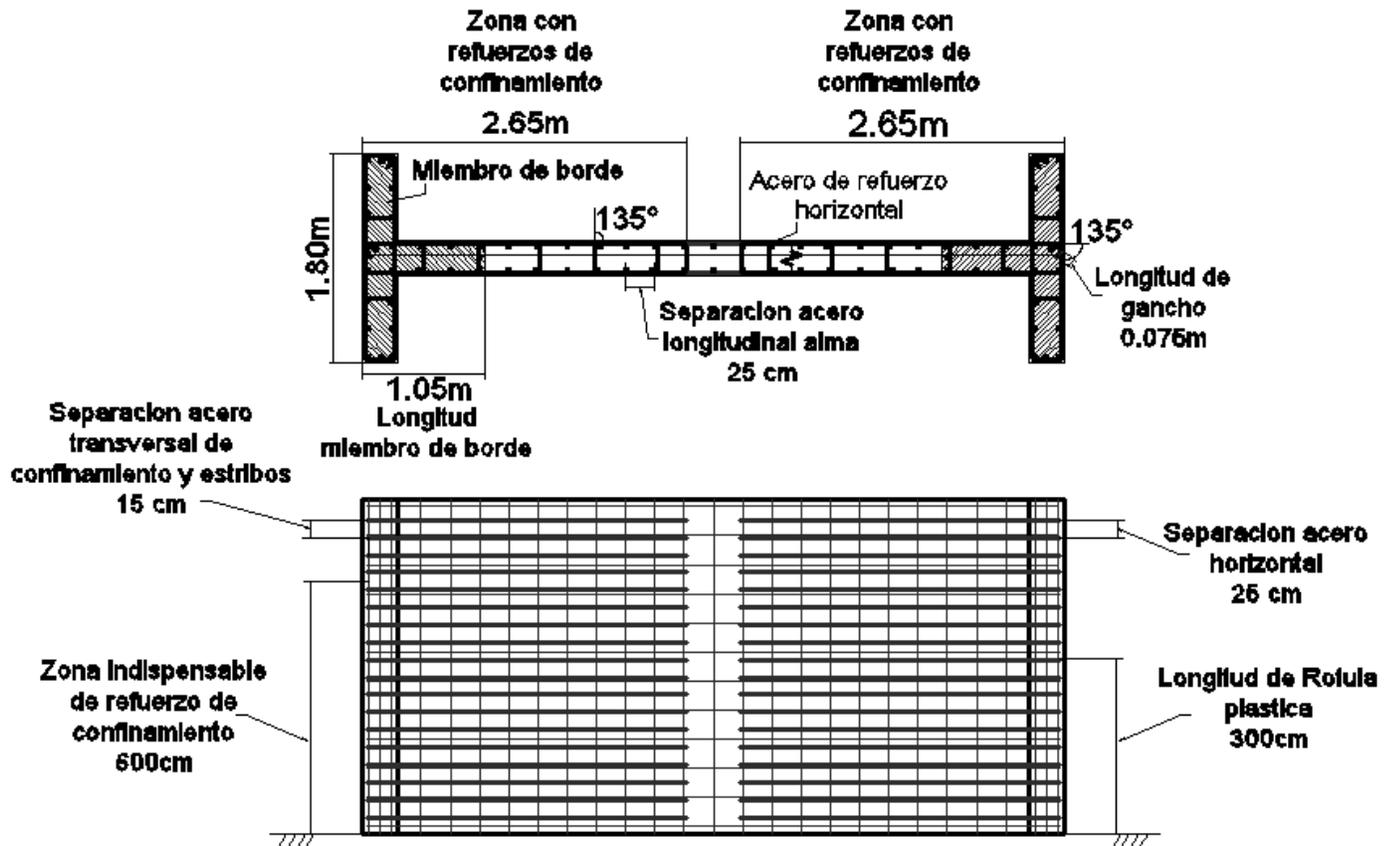
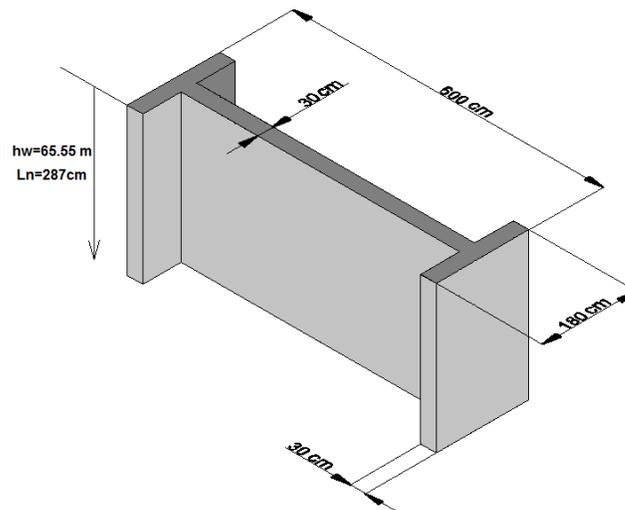


Figura 4.30 Detalle final del muro.

## 4.6 Aplicación del Procedimiento de Diseño y Detallado de Muros Estructurales según código ACI 318-2011

Se Procede a aplicar el procedimiento establecido de diseño y detalla al muro indicado en la figura 4.55



**Figura 4.31** Vista 3D del muro a diseñar, ya se considera el ancho efectivo

Al ser un muro tipo I, al diseñar el alma del mismo se debe considerar un ancho efectivo dentro de las alas, este ancho efectivo es el 25% de la altura de entrepiso= $75$ cm

Datos:

Materiales:

$$f'_c = 250 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

Solicitaciones:

$$V_u = 64973.663 \text{ kgf}$$

$$P_u = 1041029.11 \text{ kgf}$$

$$M_{yu} = 1265244.94 \text{ kgf.m}$$



### 1) Diseño por corte:

#### a) Calculo de la resistencia a corte máxima permitida

$$V_n \leq \begin{cases} \text{varios muros} \rightarrow 2.12Acv\sqrt{f'c} = 603362.578 \text{ kg } \checkmark \\ \text{muro individual} \rightarrow 2.65Acv\sqrt{f'c} = 754203.222 \text{ kg } X \end{cases}$$

$$\phi V_{n_{max}} = 0,60 \times 603362.578 = 362017.547 \text{ kg}$$

$V_u < \phi V_{n_{max}} \rightarrow 64973.663 \text{ kg} < 362017,547 \text{ kg}$  "OK", no existirá falla frágil.

#### b) Numero de Capas de Refuerzo

$$V_u > 0,53\sqrt{f'c}Acv \rightarrow 64973.663 \text{ kg} \not> 150840.644 \text{ kg}$$

Se necesita una sola capa de acero de refuerzo, sin embargo se debe verificar si es necesario el uso de miembros de borde; de ser así el acero de refuerzo se dispondrá en dos capas paralelas debido a la necesidad de armar las áreas de confinamiento.

#### c) Calculo de la resistencia teórica al corte

$$V_n = V_u / \phi \rightarrow \frac{64973.663}{0.60} = 108289.4 \text{ kgf}$$

#### d) Calculo de la cuantía de refuerzo horizontal $\rho h1$

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{65.55}{6} = 10.93 > 2 \rightarrow \alpha_c = 0,53;$$

$$\rho h1 = \frac{\left(\frac{V_n}{Acv} - \alpha_c \sqrt{f'c}\right)}{f_{yt}} = \frac{\left(\frac{115060,925}{18000} - 0.53\sqrt{250}\right)}{4200} = -0.000473$$

Se obtiene que,  $\rho h1 = -0.000473 < 0.0025 \rightarrow \rho h1 = 0.0025$

**e) Calculo de la resistencia al corte  $V_c$ .**

$$d_w = 0.80L_w = 0.80 \times 600 = 480 \text{ cm}$$

$$V_c = 0.88\sqrt{f'c}b_wd_w + \frac{P_u d_w}{4L_w} = 0.88\sqrt{250} \times 30 \times 600 + \frac{1041029.11 \times 480}{4 \times 600} = 408567.73 \text{ kgf}$$

$$V_c = \left[ 0.16\sqrt{f'c} + \frac{L_w \left( 0.33\sqrt{f'c} + 0.2 \frac{P_u}{b_w L_w} \right)}{\left( \frac{M_u}{V_u} - 0.5L_w \right)} \right] b_w L_w \rightarrow \text{no aplica} \rightarrow \left( \frac{M_u}{V_u} - 0.5L_w \right) < 0$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c}b_wd_w \left( 1 + 0.007 \frac{P_u}{A} \right) = 0.53\sqrt{250} \times 30 \times 480 \times \left( 1 + 0.007 \times \frac{1041029.11}{600 \times 30} \right) = 169526.14 \text{ kgf}$$

$$V_c = \begin{cases} 408567.73 \text{ kgf} \\ \text{No Aplica} \rightarrow 169526.14 \text{ kgf} \\ 169526.14 \text{ kgf} \end{cases}$$

**f) Calculo de la resistencia al corte  $V_s$ .**

$$V_s = V_u/\phi - V_c = 108289.4 - 169526.14 = -61236.74 \text{ kgf}$$

Este resultado nos demuestra que el corte resistido por el concreto es suficientemente grande como para resistir el corte actuante, por lo tanto

$$\rho h_2 = 0,0025$$

**g) Comparación entre cuantías calculadas.**

$$\begin{cases} \rho h_1 = 0,0025 \\ \rho h_2 = 0,0025 \end{cases} \rightarrow \rho h_{\text{definitivo}} = 0,0025$$

### h) Distribución del acero de refuerzo horizontal.

$$A_{sh} = 0,0025 \times 100 \times 30 = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh \text{ por cara}} = \frac{A_{sh}}{2} = \frac{7.5}{2} = 3.75 \text{ cm}^2$$

3.75 cm<sup>2</sup> de acero horizontal en una longitud de 100 cm y colocando Ø1/2" nos queda:

$$\begin{matrix} \text{Ø } 1/2" @ 30 \text{ cm} \\ \text{Ø } 1/2" @ 25 \text{ cm} \end{matrix} \left\{ \begin{array}{l} < 0.2L_w = 120 \text{ cm} \\ < 3b_w = 90 \text{ cm} \\ \leq 25 \text{ cm} \end{array} \right. \text{ "NO"}$$

### i) Detallado del acero de refuerzo horizontal.

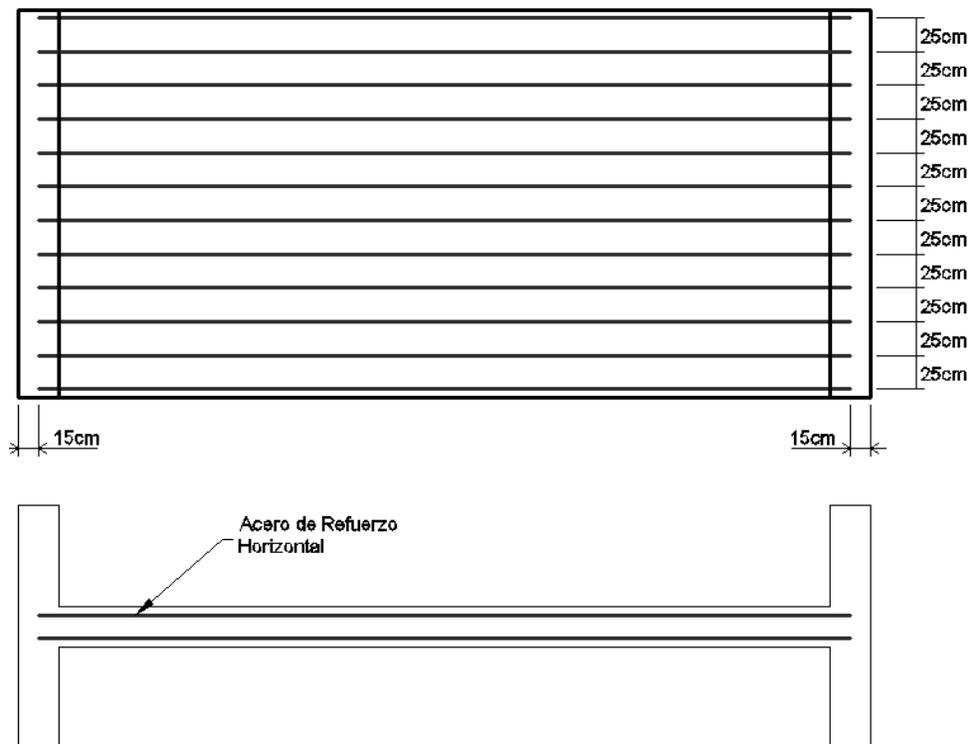


Figura 4.32 Detalle Armadura horizontal

## 2) Diseño a Flexo-compresión:

a) Obtención del acero longitudinal usando diagrama de interacción

$$\frac{P_u}{f'_c A_{cv}} = 0.154$$

$$\frac{M_u \times 100}{f'_c A_{cv} L_w} = 0.032$$

Con estos valores entramos en el diagrama de interacción y determinamos la cuantía necesaria.

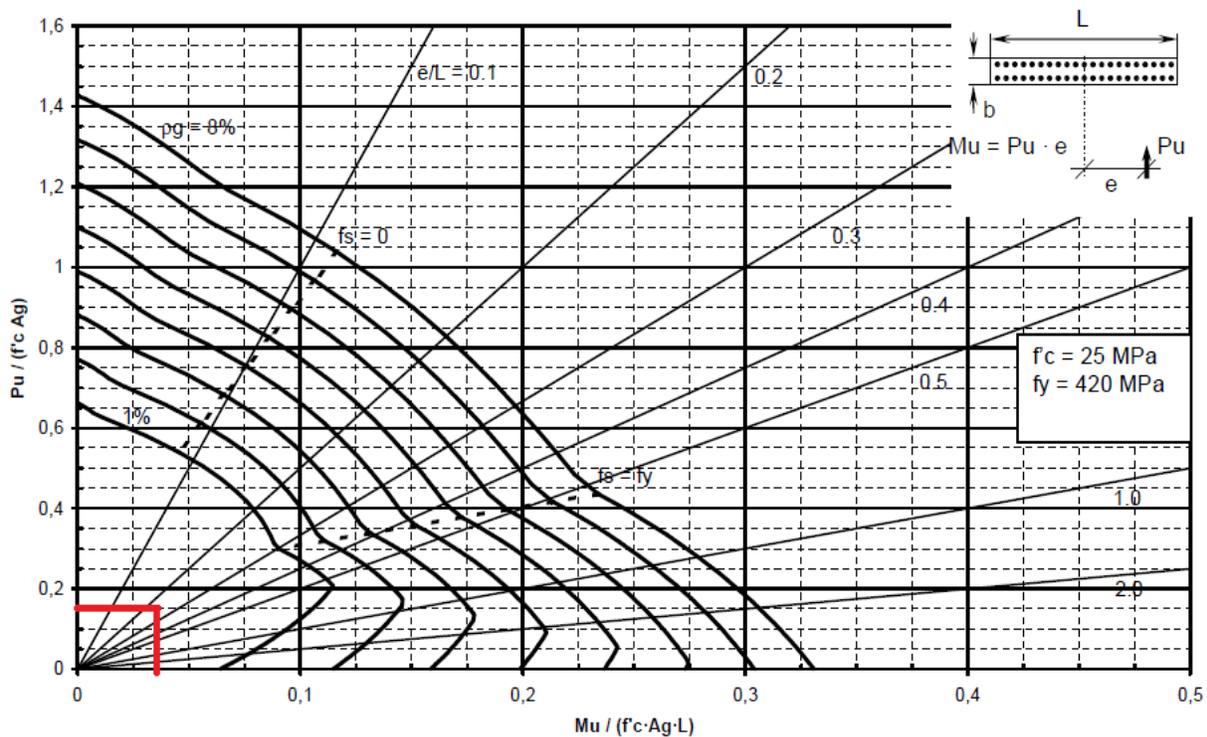


Figura 4.33 Determinación de cuantía usando Diagrama de interacción

Se puede observar que la cuantía es menor al 0.25% por lo tanto la cuantía a colocar será:

$$\rho h = 0,0025$$

$$A_{sv} = 0.0025 \times 27000 = 67.5 \text{ cm}^2$$



b) Verificar  $\frac{P_u}{P_o} \leq 0.35$

$$P_u = 1041029.11 \text{ kgf}$$

$$P_o = 0,85f'_c(A_{cv} - A_{sv}) + f_y A_{sv} = 0.85 \times 250 \times (27000 - 67.5) + 4200 \times 67.5 \\ = 6006656.25 \text{ kgf}$$

$$\frac{1041029.11}{6006656.25} = 0.173 \leq 0.35 \text{ "OK"}$$

c) Calculo de la profundidad del eje neutro c

El procedimiento es igual al realizado en el ejemplo de FONDONORMA, por lo tanto  $c=323.98 \text{ cm}$ .

d) Determinar uso de miembros de borde

$$c < \frac{Lw}{600 \times \frac{\Delta t}{h_w}} = \frac{600}{600 \times 0.007} = 142.86 \text{ cm}$$

$323.98 \text{ cm} \not< 142.86 \text{ cm} \rightarrow$  Por lo tanto necesita miembros de borde

f) Calculo de la longitud del miembro de borde.

Tomando en cuenta

$$c - 0.1L = 323.98 - 600 \times 0.1 = 264.98 \text{ cm}$$

$$c/2 = 323.98/2 = 162.46 \text{ cm}$$

Longitud de miembro de borde se asume igual la longitud que se debe extender el acero transversal de confinamiento.

Longitud de miembro de borde = 265 cm

En los miembros con alas el miembro de borde incluye el ancho efectivo. Se debe aplicar para este diseño.

g) Detallado del acero por flexo-compresión

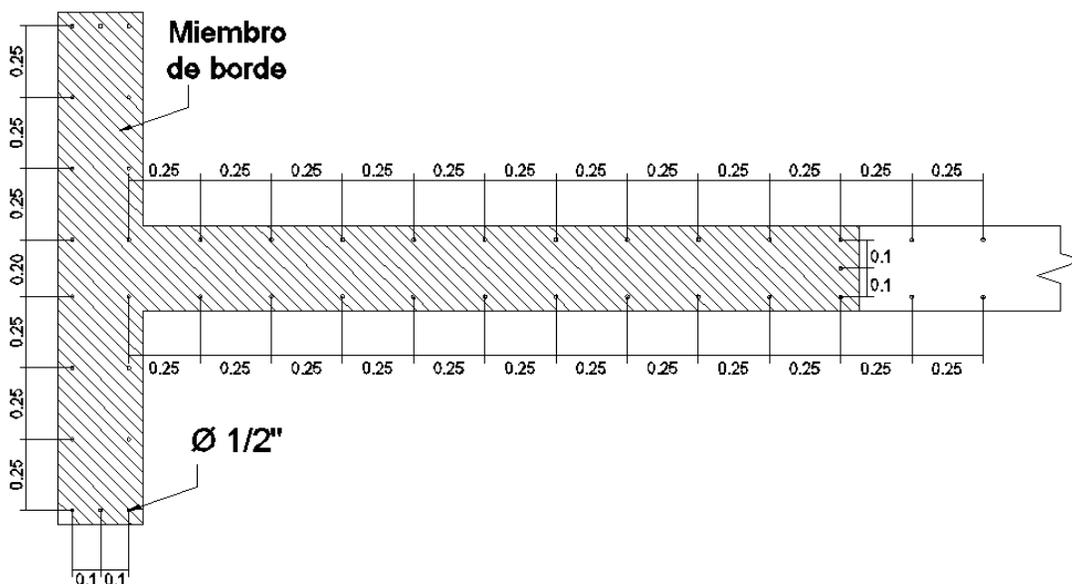
Acero de Refuerzo Longitudinal

Como la cuantía demandada es cuantía mínima, el acero se distribuirá de forma tal que tanto en los miembros de borde como en el alma del muro habrá cuantía mínima.

As en miembros de borde=31.125cm<sup>2</sup>

As en alma de muro=10.5cm<sup>2</sup>

Se debe cumplir con la separación mínima, nuestro armado queda de la siguiente manera:



**Figura 4.34** Detalle de distribución de acero de refuerzo longitudinal en miembro de borde y alma del muro.

Por último cumpliendo con los requerimientos de refuerzo transversal, el muro detallado nos queda de la siguiente manera:

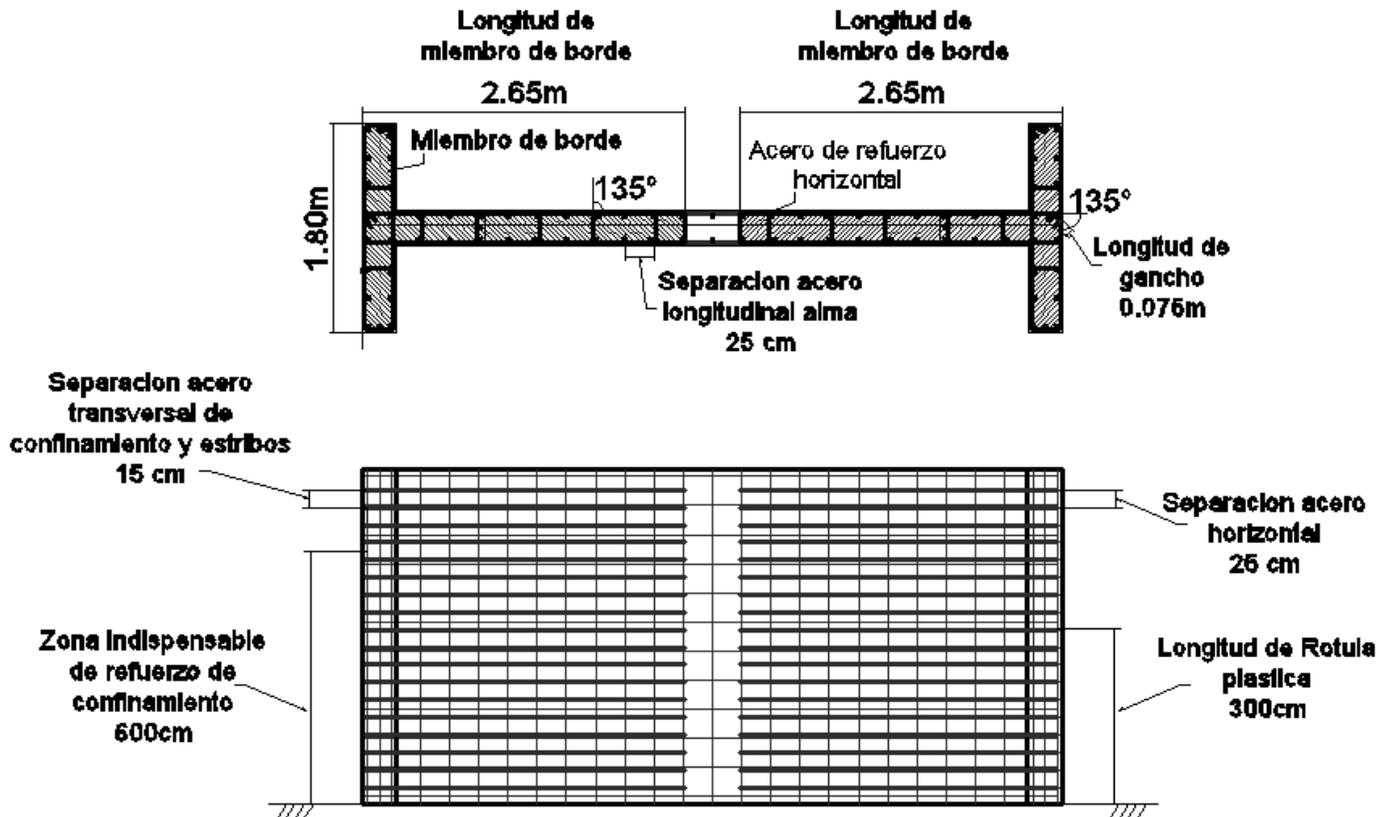


Figura 4.35 Detalle final del muro.

Luego de ser definidas las dos metodologías y ejemplificado el procedimiento, procedemos a plantear un procedimiento unificado que recoja las recomendaciones de cada norma.



## 4.7 Procedimiento de Diseño y Detallado de Muros Estructurales con Criterios Unificados

### 4.2.1 Calculo del acero por corte

a) Verificar que la resistencia teórica máxima permitida sea mayor a la cortante actuante.

(14.5.1 N 1753:06)

$$\phi Vn_{max} \leq \begin{cases} \text{varios muros} \rightarrow 2.12Acv \sqrt{f'c} & \text{(Ec. 4 - 3)} \\ \text{muro individual} \rightarrow 2.65Acv \sqrt{f'c} & \text{(Ec. 4 - 4)} \end{cases} \quad \text{y} \quad \text{(21.9.4.4 ACI 318-11)}$$

Se debe cumplir que  $Vu < \phi Vn_{max}$ .

c) Calculo de número de capas. (14.3.2 N 1753:06)

$$Vu \leq 0053\sqrt{f'c}Acv \rightarrow 1 \text{ Capa} \quad \text{(Ec. 4-5)} \quad \text{y}$$

(21.9.2.2 ACI 318-11)

de lo contrario se utilizaran dos capas

c) Calculo de la resistencia teórica al corte (Art. 11.2 N 1753:06)

$$Vn = Vu/\phi \quad \text{(Ec. 4-6)} \quad \text{y}$$

(Art. 11.9.2 ACI 318-11)

d) Calculo de la cuantía de refuerzo horizontal  $\rho h1$

$$\rho h1 = \frac{\left(\frac{Vn}{Acv} - \alpha_c \sqrt{f'c}\right)}{f_{yt}} \quad \text{(Ec. 4-7)} \quad \text{(14.5.1 N 1753:06)} \quad \text{y}$$

(21.9.4.1 ACI 318-11)

Se debe calcular el valor  $\alpha_c$ , a partir de  $hw/Lw$  usando la tabla mostrada a continuación:



**Tabla 4.10** Simplificación de cálculos de Iteración para  $\alpha c$  según Fondonorma 1753:06 (Bondarenko S. & Garcia I. – Manual de Calculo y Diseño de Muros Estructurales).

Hm/Lm	$\alpha$	Hm/Lm	$\alpha$	Hm/Lm	$\alpha$	Hm/Lm	$\alpha$
1.50	0.790	1.63	0.722	1.76	0.655	1.89	0.587
1.51	0.785	1.64	0.717	1.77	0.650	1.90	0.582
1.52	0.780	1.65	0.712	1.78	0.644	1.91	0.577
1.53	0.774	1.66	0.707	1.79	0.639	1.92	0.572
1.54	0.769	1.67	0.702	1.80	0.634	1.93	0.566
1.55	0.764	1.68	0.696	1.81	0.629	1.94	0.561
1.56	0.759	1.69	0.691	1.82	0.624	1.95	0.556
1.57	0.754	1.70	0.686	1.83	0.618	1.96	0.551
1.58	0.748	1.71	0.681	1.84	0.613	1.97	0.546
1.59	0.743	1.72	0.676	1.85	0.608	1.98	0.540
1.60	0.738	1.73	0.670	1.86	0.603	1.99	0.535
1.61	0.733	1.74	0.665	1.87	0.598	2.00	0.530
1.62	0.728	1.75	0.660	1.88	0.592		

Se utilizo la tabla aplicada al procedimiento planteado según Fondonorma ya que primeramente la variación de las tablas es despreciable.

e) Calculo de la resistencia Vc

$$d_w = 0,80L_w \quad (\text{Ec. 4-8})$$

Se toma el menor valor obtenido de las siguientes ecuaciones:

$$Vc = 0,88\sqrt{f'c}b_wd_w + \frac{P_u d_w}{4L_w} \quad (\text{Ec. 4-9}) \quad (\text{Art. 14.4.1.1 N 1753:06})$$

y

$$Vc = \left[ 0,16\sqrt{f'c} + \frac{L_w \left( 0,33\sqrt{f'c} + 0,2 \frac{P_u}{b_w L_w} \right)}{\left( \frac{M_u}{V_u} - 0,5L_w \right)} \right] b_w L_w \quad (\text{Ec. 4-10}) \quad (\text{Art. 11.9.6 ACI 318-11})$$



$$V_c = 0,53\sqrt{f'c}b_wd_w\left(1 + 0,007\frac{N_u}{A}\right) \rightarrow \text{(Art. 14.4.1.1 N 1753:2006)}$$

$$V_c = 0,53\sqrt{f'c}b_wd_w \rightarrow \text{(Art. 11.9.5 ACI 318-11)}$$

e) Calculo de la resistencia  $V_s$  (Art. 11.2 N 1753:06)

$$V_s = V_u/\phi - V_c \text{ (Ec. 4-12)} \quad \text{y}$$

(Art. 11.9.2 ACI 318-11)

g) Calculo de la cuantía de refuerzo horizontal  $\rho_{h2}$

$$\left(\frac{Ash}{s_h}\right) = \frac{V_s}{F_yx d_w} \text{ donde; } \quad \text{(14.4.2.1 N 1753:06)}$$

(11.9.9.1 ACI 318-11)

$$Ash = \left(\frac{Ash}{s_h}\right) x 100 \text{ (Ec. 4-13)}$$

por consiguiente:

$$\rho_{h2} = \frac{Ash}{100xb_w} \text{ (Ec. 4-14)}$$

h) Comparación entre cuantías calculadas y cuantía mínima normativa

$$\rho_{h_{definitivo}} \begin{cases} \rho_{h1} \\ \rho_{h2} \\ \rho_{mín} = 0.0025 \end{cases}$$

(14.4.2.1 N 1753:06)

$$\rho_{\min} = 0.0025 \quad \text{y}$$

(11.9.9.1 ACI 318-11)

#### 4.2.2 Detallado del Acero por corte

##### a) Distribución del acero horizontal

$$A_{sh} = \rho_{h_{\text{definitivo}}} \times 100 \times b_w \quad (\text{Ec. 4-15})$$

$$A_{sh \text{ por cara}} = \frac{A_{sh}}{2} \quad (\text{Ec. 4-16})$$

##### b) Separación entre barras horizontales

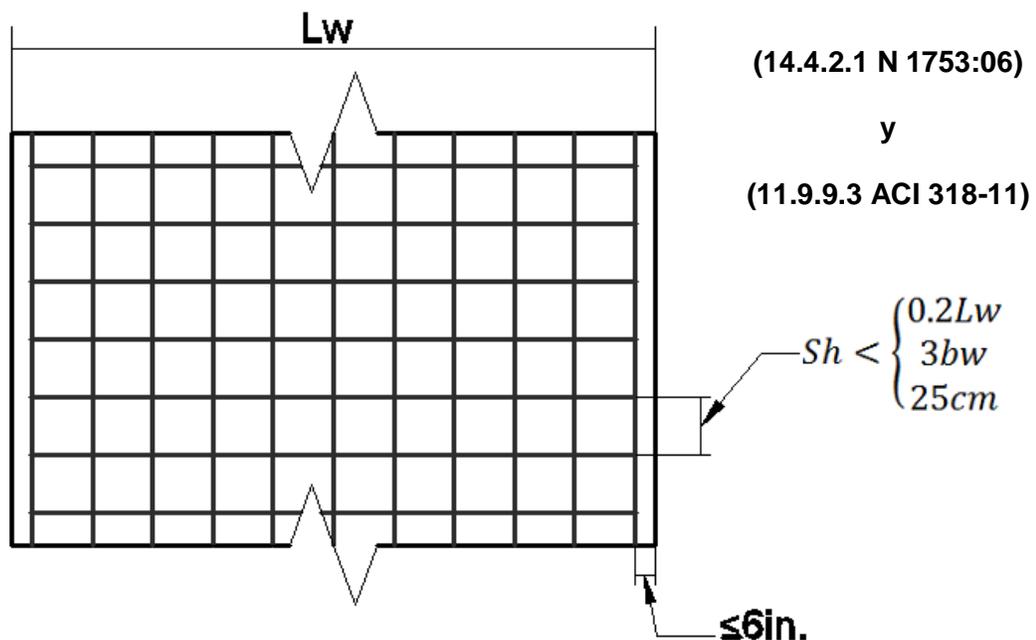


Figura 4.36 Detallado del refuerzo horizontal, separación entre barras horizontales.

c) Refuerzo horizontal de muros de no ser necesario miembros de borde

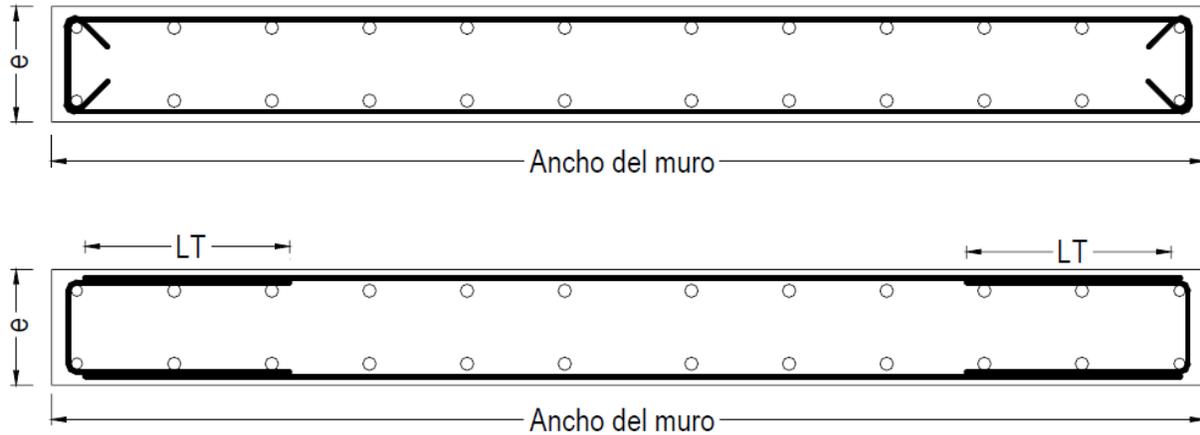
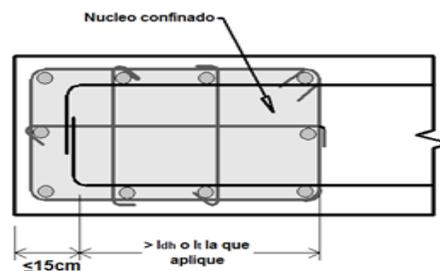


Figura 4.37 Refuerzo horizontal del muro cuando no existen miembros de borde

d) Anclaje del Refuerzo Horizontal en Miembros de Borde

(21.9.6.4 ACI 318-11)

a) Opción con gancho estándar o Tuercas de anclaje



b) Opción sin gancho estándar ni Tuercas de anclaje (Barras rectas)

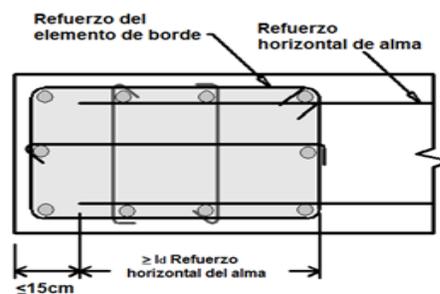


Figura 4.38 Longitud de Desarrollo del Refuerzo Horizontal del Muro en Miembros de Borde.

### 4.2.3 Cálculo del Acero por flexo-compresión

a) Se calcula:

$$P_u / f'_c A_{cv} \quad (\text{Ec. 4-17}) \quad \text{y} \quad M_u \times 100 / f'_c A_{cv} L_w \quad (\text{Ec. 4-18})$$

b) Obtención de la cuantía de refuerzo longitudinal  $\rho_v$  usando diagrama de interacción  $P_u/M_u$ .  $0.0025 \leq \rho_v \leq 0.04$

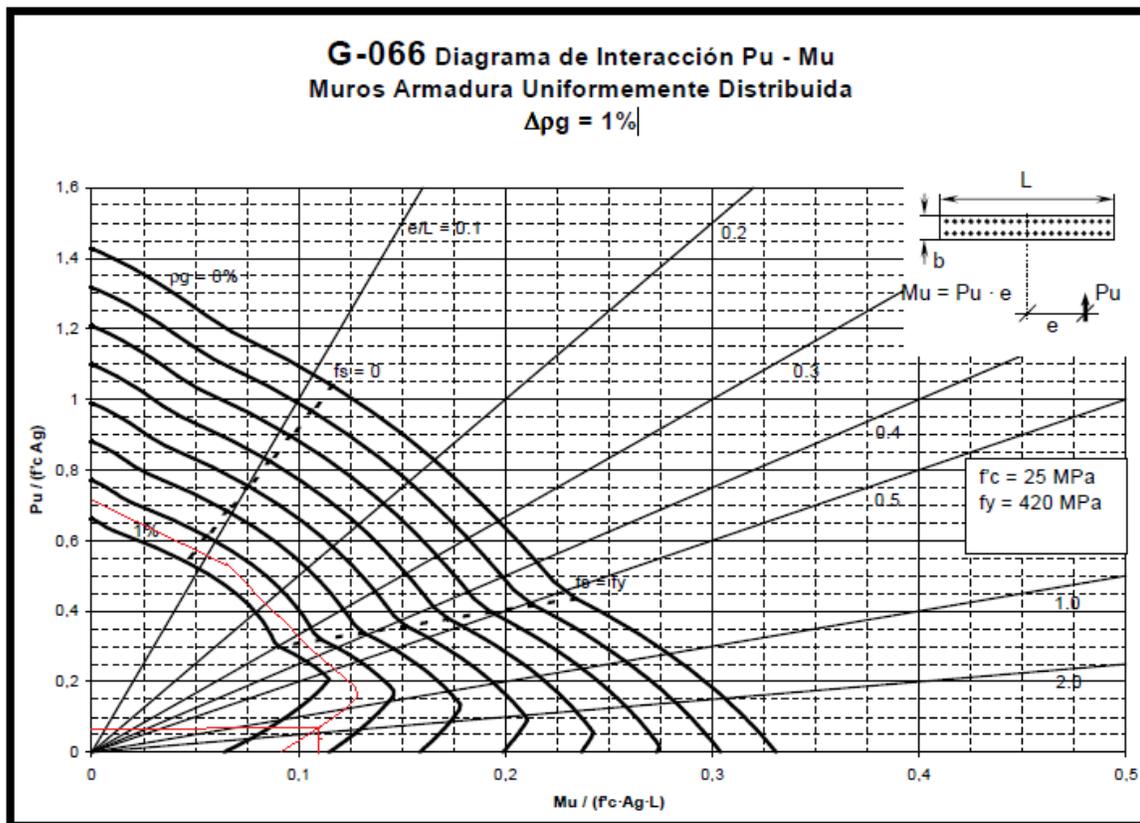


Figura 4.39 Ejemplo de Diagrama de Interacción  $P_u$ - $M_u$ , "Muros Armadura Uniformemente Distribuida"

c) Cálculo del área de acero longitudinal

$$A_{sv} = \rho_v L_w b_w \quad (\text{Ec. 4-19})$$

d) Chequera si el Muro trabaja a Flexión

(18.10.2. N 1753:06)

y

$$\frac{P_u}{P_o} \leq 0,35 \text{ (Ec. 4-20)} \quad (10.3.5 \text{ ACI 318-11})$$

$$P_o = 0,85f'_c(A_{cv} - A_{sv}) + f_y A_{sv} \text{ (Ec. 4-21)}$$

d) Determinación de la Profundidad del Eje Neutro c.

- Al tener la cuantía de acero de un muro, se debe hacer una distribución inicial simétrica.

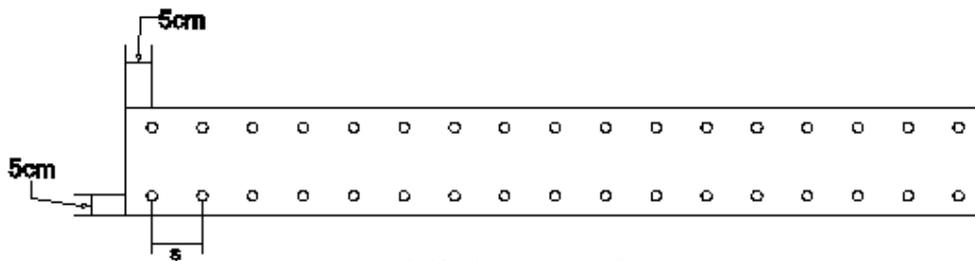


Figura 4.40 Distribución Simétrica

- Estimar un valor inicial de c como  $c=0.15L_w$ .

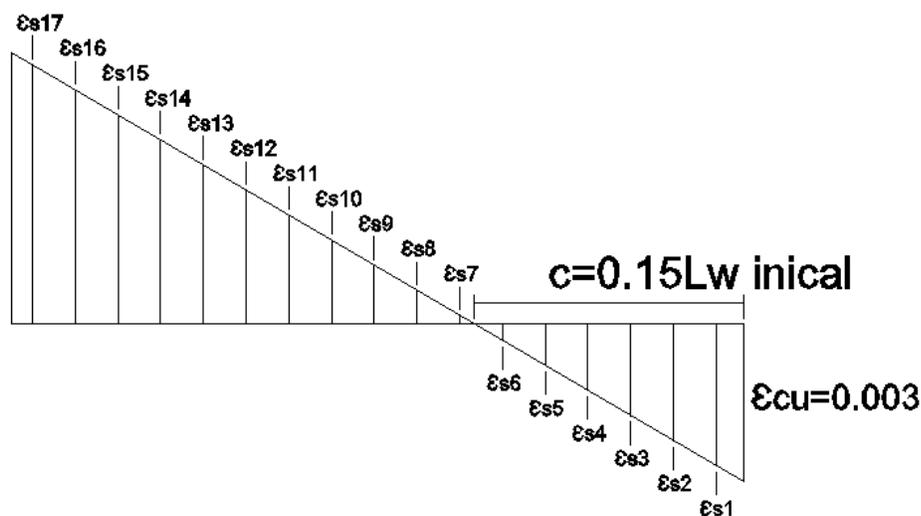


Figura 4.41 Diagrama de Deformaciones unitarias

- Calcular las fuerzas de tensión y compresión con la tabla 4.2, a través de un análisis de deformaciones, asumiendo que la deformación del acero de refuerzo es igual a la del concreto adyacente, y se toma como máxima deformación del concreto  $\epsilon_{cu} = 0.003$

Tabla 4.11 Tensiones en el Acero de Refuerzo

DEFORMACIÓN	TENSIÓN
$\epsilon_s < \epsilon_y$	$f_s = E_s \epsilon_s$
$\epsilon_s \geq \epsilon_y$	$f_s = f_y$

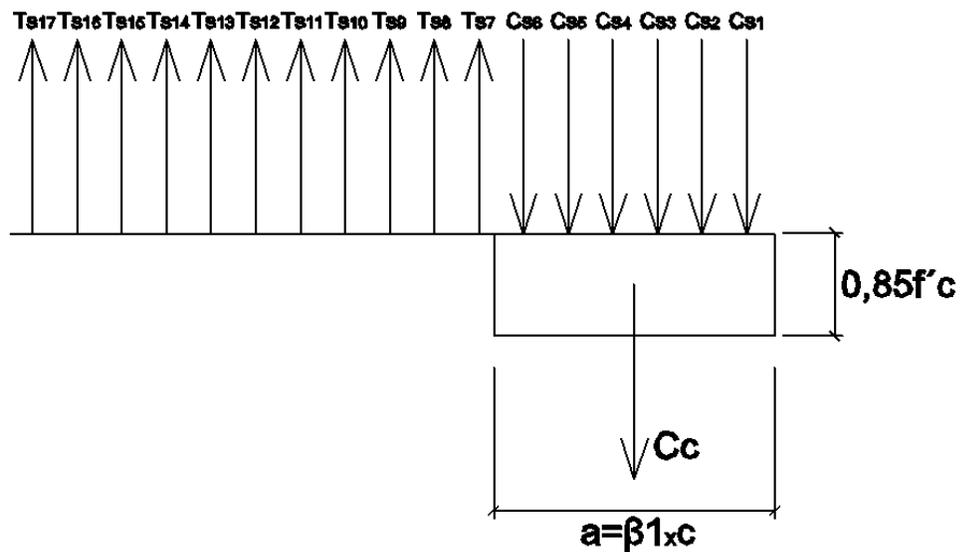


Figura 4.42 Distribución de Fuerzas de Tracción y Compresión

- Calcular Pn

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} \quad (\text{Ec. 4-22})$$

$$\phi = 0.9 - 0.2 \frac{P_u}{0.1 f'_c A_{cv}} \quad (\text{Ec. 4-23})$$



- Balancear las fuerzas para calcular la fuerza producida por el bloque de concreto a compresión.

$$C_c = P_n + \sum T_s - \sum C_s \text{ (Ec. 4-24)}$$

- Calcular la altura del bloque de compresión,  $a$ . Que corresponde a  $C_c$ .

$$a = \frac{C_c}{0.85 f'_c b w} \text{ (Ec. 4-25)}$$

- Calcular  $c$ , y comparar con la  $c$  inicial asumida  $\beta_1$  se define en la tabla 4.3.

$$c = \frac{a}{\beta_1} \text{ (Ec. 4-26)}$$

**Tabla 4.12** Valores del Factor  $\beta_1$

$f'_c$	$\beta_1$
$\leq 280 \text{ kgf/cm}^2$	0.85
$> 280 \text{ kgf/cm}^2$	$1.05 - \frac{f'_c}{1400} \geq 0.65$

- De ser diferente los valores de  $c$ , se debe asumir un nuevo valor de  $c$  inicial y repetir todos los pasos anteriores, nuevamente hasta que el valor de  $c$  sea suficientemente aproximado.



e) Determinación del uso de miembros de borde

- Procedimiento 1. Comparación con la profundidad del eje neutro.

(Art. 14.6.1 N 1753:06)

$$c < \frac{Lw}{600x \frac{\Delta_t}{h_w}} \text{ (Ec. 4-27)}$$

y

(Art. 21.9.6.1 ACI 318-11)

$$\frac{\Delta_t}{h_w} \geq 0.007 \text{ (Ec. 4-28)}$$

- Procedimiento 2. Uso de la tabla 4.4

**Tabla 4.13** Condiciones para Obviar los Miembros de Borde. (FONDONORMA 1753:2006, Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural).

CONDICIONES PARRA OBVIAR LOS MIEMBROS DE BORDE		
FORMA DEL MURO	CARGA AXIAL	REQUISITO ADICIONAL
Simétrico	$N_u \leq 0,10A_{cv}f'c$ (Ec. 4-29)	$\frac{M_u}{V_u L_w} \leq 1,0$ (Ec. 4 – 31) ó
Asimétrico	$N_u \leq 0,05A_{cv}f'c$ (Ec. 4-30)	$\frac{M_u}{V_u L_w} \leq 3,0$ y $V_u \leq 0,79A_{cv}\sqrt{f'c}$ (Ec. 4-32)

(Art. 14.6.1 N 1753:06)

f) Calculo de la longitud del miembro de borde.

Su longitud variará linealmente de  $0,30L_w$  a  $0,15L_w$ , cuando  $N_u$  varíe de  $0,35N_o$  a  $0,15N_o$ .

La longitud mínima del miembro de borde será de  $0,15L_w$ , pero no menor de 45cm.

La fuerza axial  $N_o = P_o$

#### 4.2.4 Detallado del Acero por flexo-compresión

a) Detallado de no ser necesario el uso de los miembros de borde

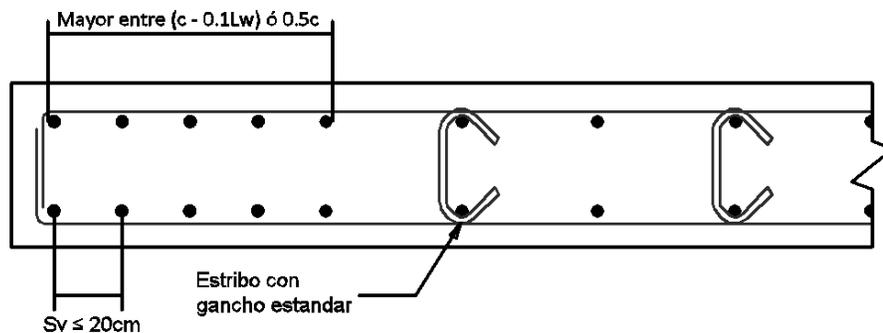
(Art. 14.6.1 N 1753:06)

y

(Art. 21.9.6.3 ACI 318-11)

Si el acero en los extremos es mayor a  $28/f_y$  se debe colocar refuerzo transversal (estribos) para un área igual a:

$$; A_{sh} = 0.09 \frac{s h_c f'_c}{f_y}; \text{ (Ec. 4-33)}$$



**Figura 4.43** Detallado del acero de refuerzo longitudinal de no ser necesario miembros de borde

b) Detallado del acero en miembros de borde.

(Art. 14.6.2 N 1753:06)

y

(Art. 21.9.6.4 ACI 318-11)

- **Acero de Refuerzo Longitudinal:** Se colocará el 50% del acero longitudinal demandado en los miembros de borde.

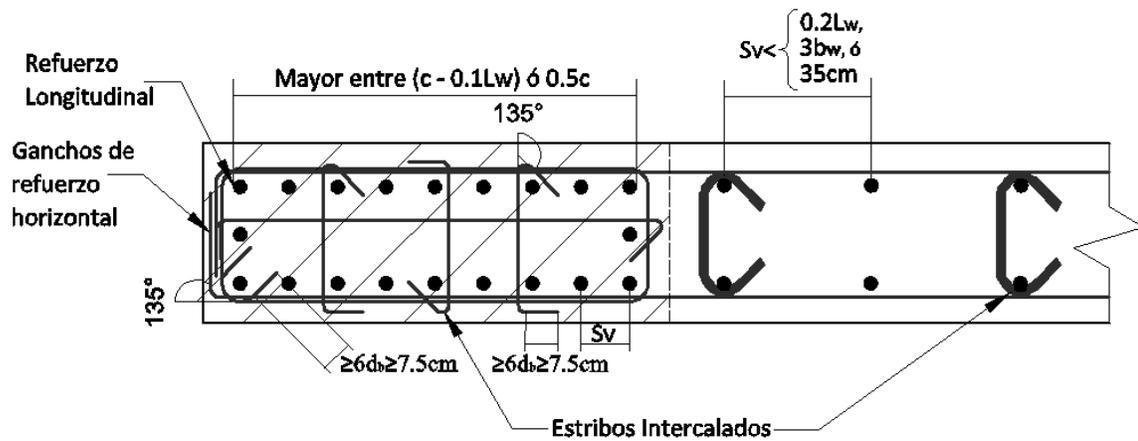


Figura 4.44 Detallado del refuerzo Longitudinal y Transversal, Estribos y Ganchos.

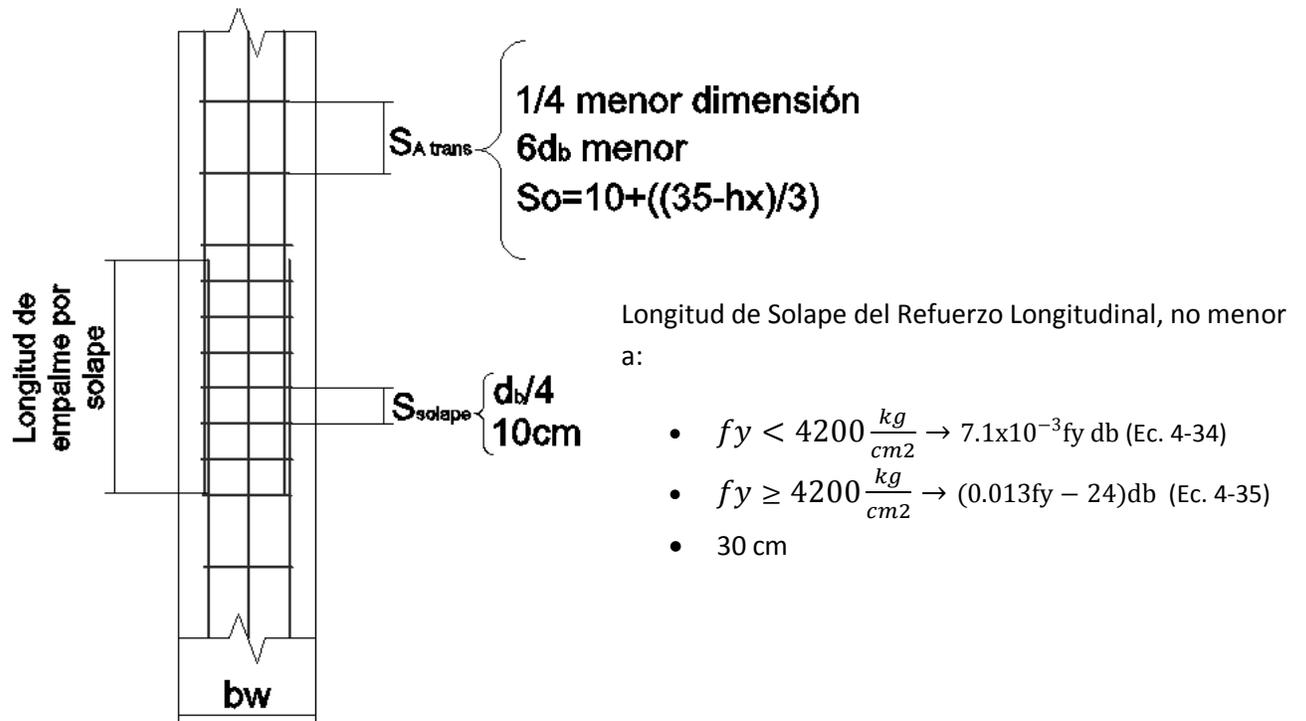


Figura 4.45 Longitud de Solape en Miembro de Borde y separación de Acero Transversal.

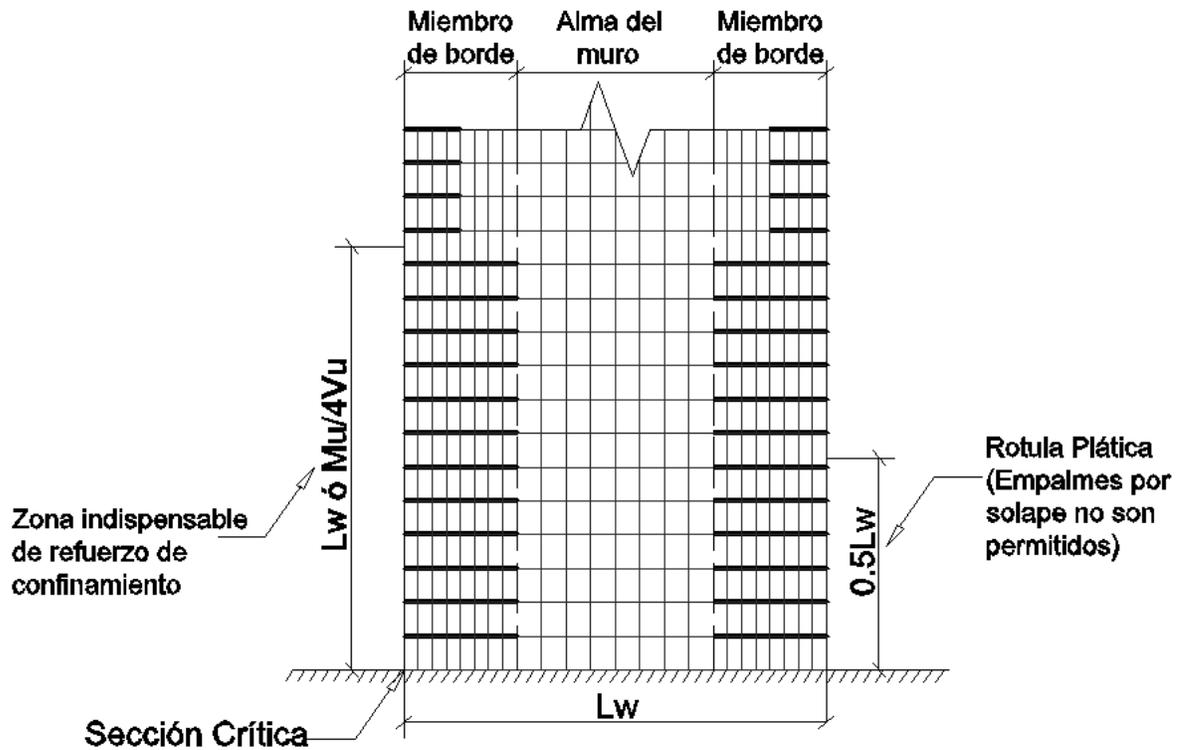


Figura 4.46 Zona indispensable de refuerzo de confinamiento, Rotula plástica

- **Acero de Refuerzo Transversal:** Se debe colocar refuerzo transversal en dos direcciones perpendiculares y se calculan con la siguiente ecuación

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s h_c f'_c}{f_y}$$

(Art. 14.6.2 N 1753:06)

y

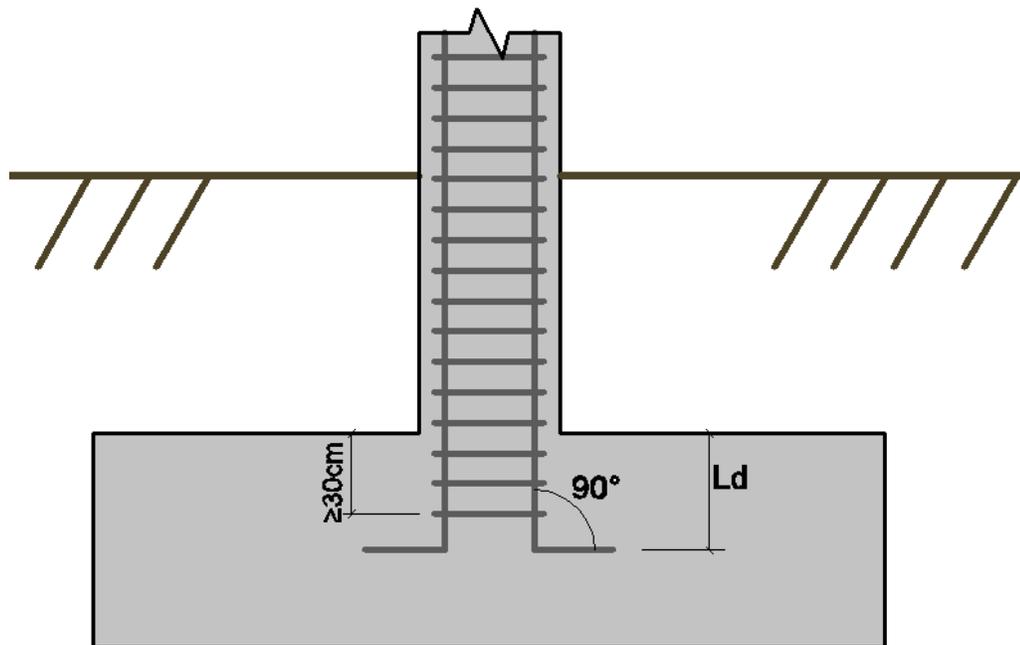
(Art. 21.9.6.4 ACI 318-11)

- Anclaje del Acero de Refuerzo Longitudinal:

(Art. 14.6.2 N 1753:06)

y

(Art. 21.9.6.4 ACI 318-11)

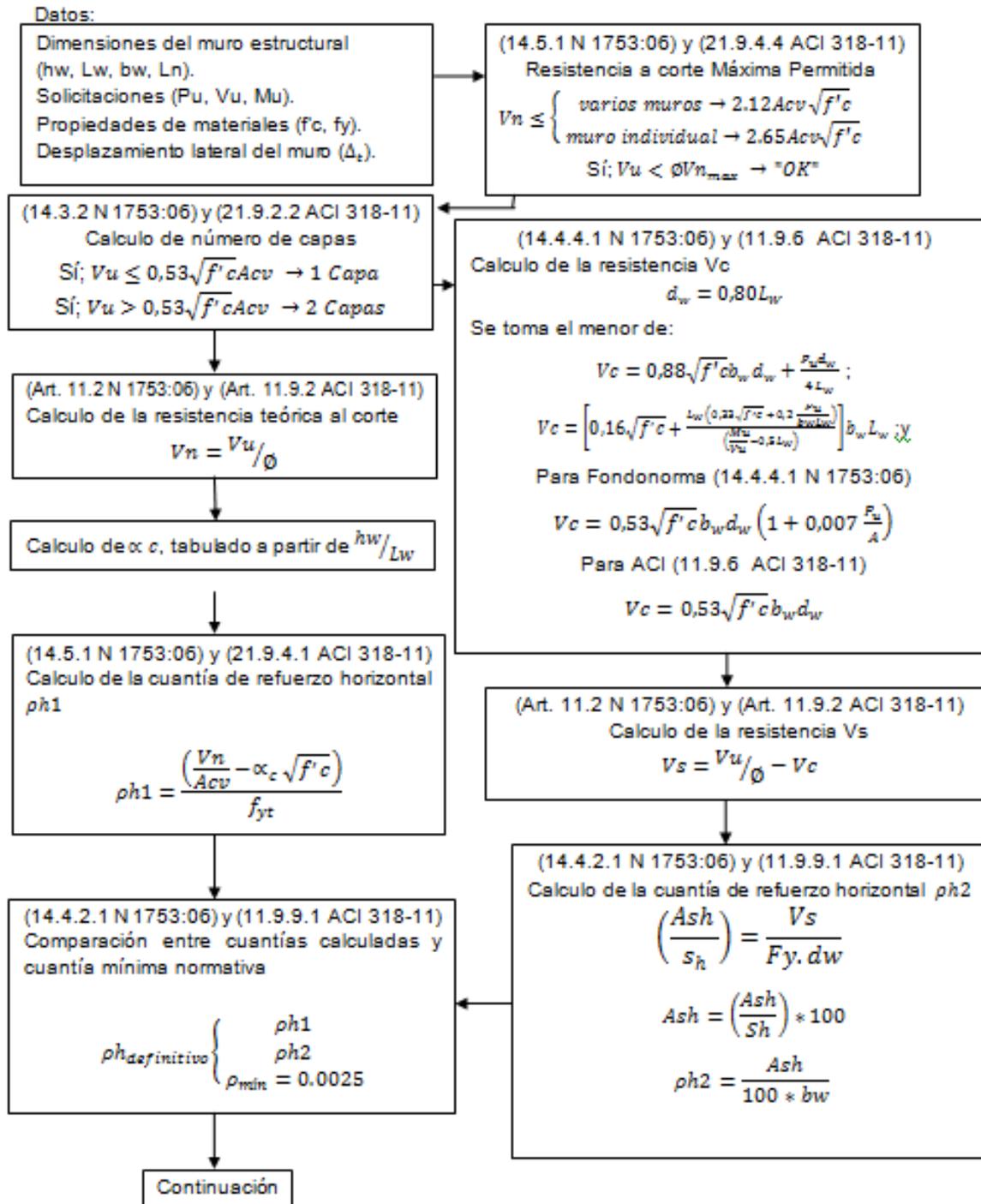


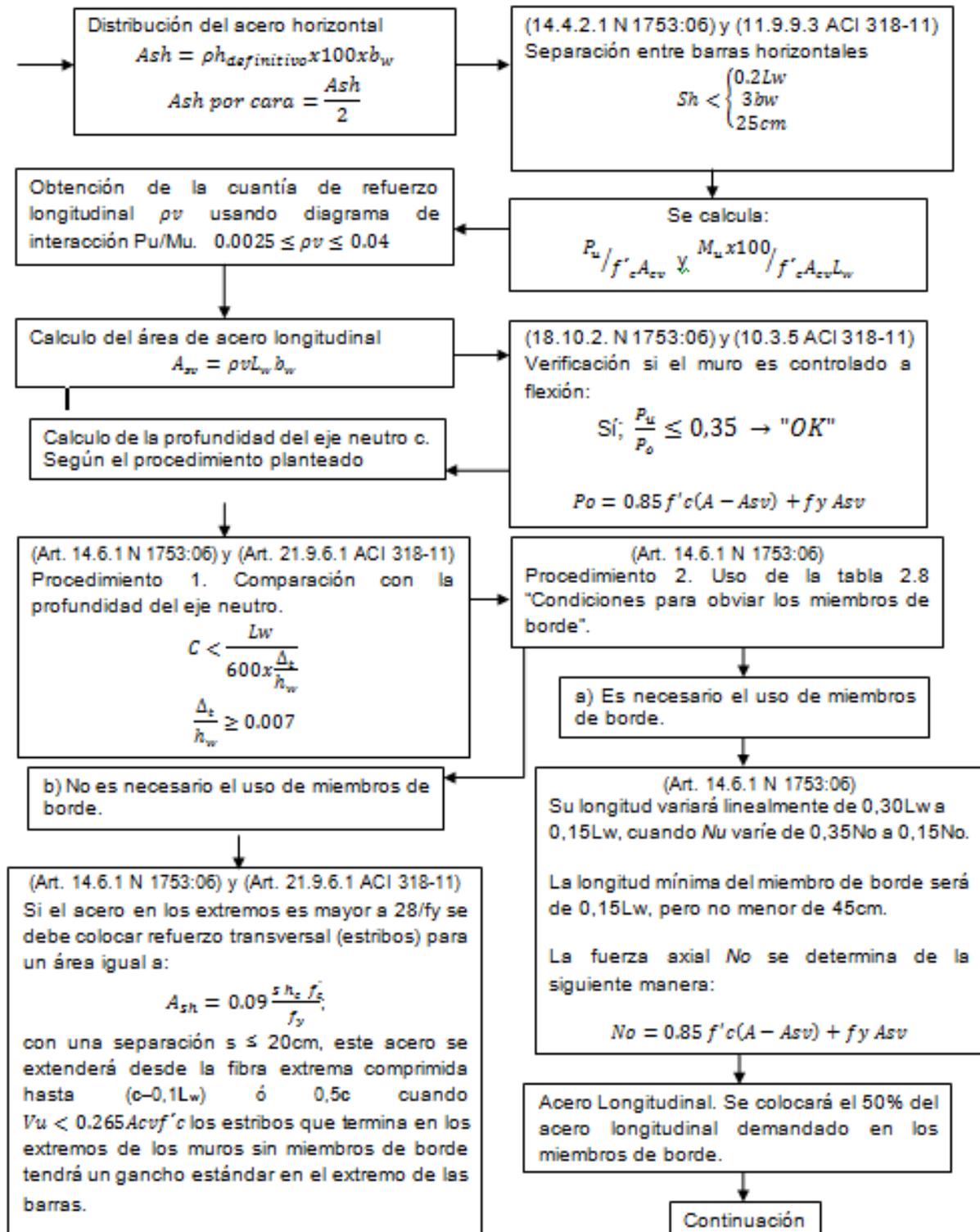
*Figura 4.47 Anclaje del acero de refuerzo; ganchos de 90 grados.*

El diagrama de flujo a continuación esquematiza el procedimiento para el cálculo y detallado del acero por corte y por flexo-compresión.

**DIAGRAMA DE FLUJO #4**

**Diseño de Muro Estructural Unificado**

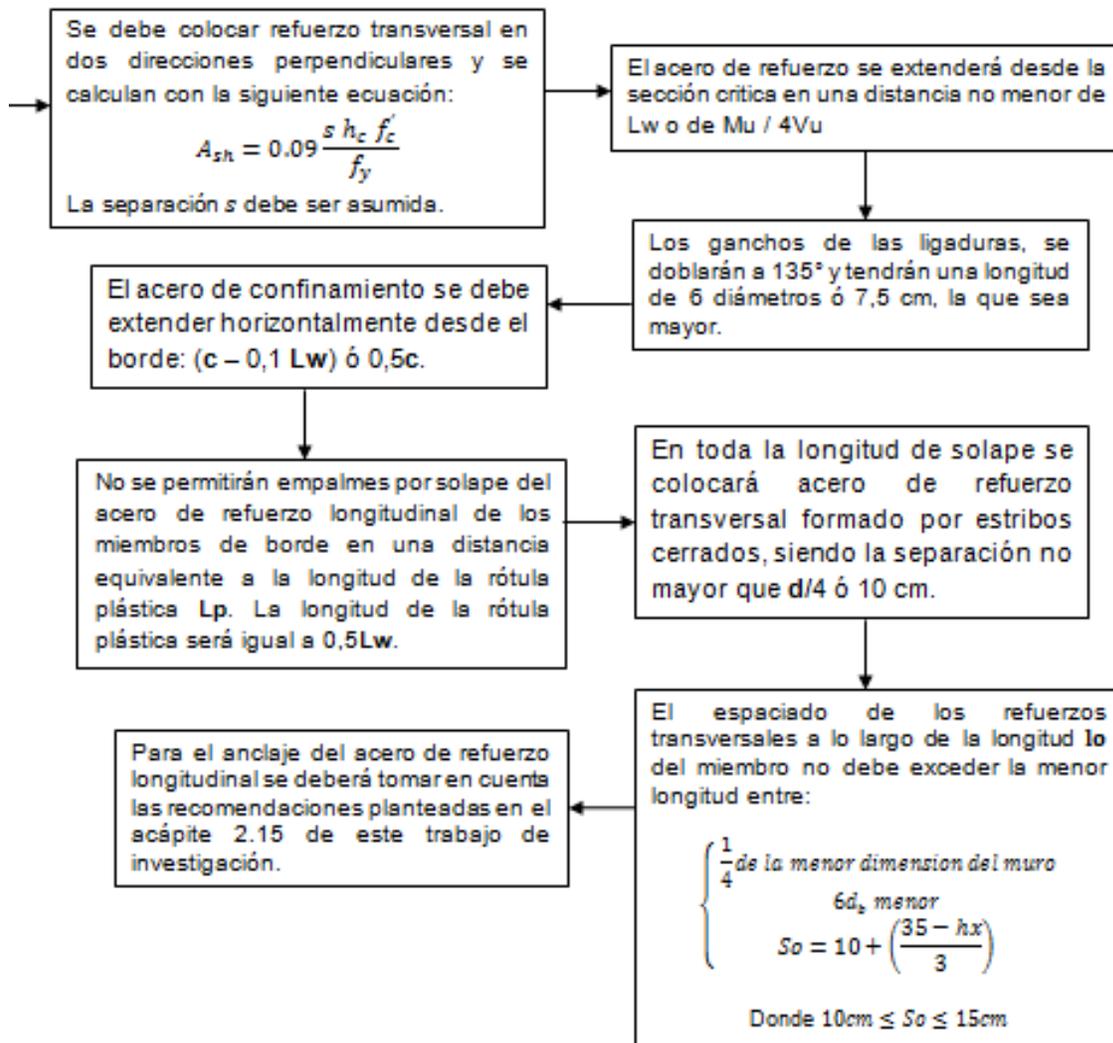






(Art. 14.6.1 N 1753:06)

(Art. 21.9.6 ACI 318-11)





## CAPITULO V

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 5.1 Conclusiones

- ✓ Se logró la elaboración de un material que plantea una metodología sistematizada, precisa y de fácil entendimiento para el cálculo y diseño de muros estructurales, siguiendo los criterios establecidos en “FONDONORMA 1753:06 Proyecto y Construcción de Obras de Concreto Estructural” y “ACI 318-11 Building Code Requirements for structural Concrete and Commentary”.
- ✓ Se recopiló información de diversas fuentes bibliográficas, que enfatizan partes del procedimiento no estipuladas por ambas normas, tales como la metodología para el cálculo de la profundidad del eje neutro, y el chequeo por deslizamiento.
- ✓ Se integro la información recopilada, tanto de los códigos anteriormente mencionados, como de fuentes bibliográficas alternas, y se organizo de manera sistemática para así obtener procedimientos de diseño, este resultado se refleja en una serie de diagramas de flujo que describen el procedimiento de diseño.
- ✓ Se logro describir la metodología para la obtención de los diagramas de interacción  $P_u/M_u$ , necesarios para la elaboración del diseño a flexo compresión de muros estructurales.



- ✓ Se describió la metodología para el cálculo y diseño de muros estructurales por medio de un ejemplo aplicando la información recopilada, ofreciéndole al lector un elemento de orientación para el empleo correcto de los pasos a seguir en el procedimiento.
- ✓ Se logro redactar un manual que explica de manera sencilla y sistemática, los procedimientos para el Cálculo y Diseño de Muros estructurales.
- ✓ Luego de diseñar por ambos métodos una enorme cantidad de muros, se llevo a la conclusión de que el segundo procedimiento estipulado por FONDONORMA 1753:2006, es muy conservador ya que en algunos muros el procedimiento 1 indicaba que no se necesitaban miembros de borde mientras el segundo procedimiento sí.

## 5.2 Recomendaciones

- Los muros estructurales se pueden encontrar en sistemas duales pórticos-muros, es recomendable que se realice una investigación enfocada al comportamiento de los muros estructurales bajo este sistema.
- Los Muros estructurales se pueden encontrar en sistemas mixtos concreto-acero, es recomendable que se realice una investigación enfocada al comportamiento de los muros estructurales bajo este sistema.
- Se recomienda que el procedimiento sistemático desarrollado para el diseño de muros, sea posteriormente programado para así poder reducir los tiempos de diseño y además disminuir los posibles errores de cálculo.



- En gran cantidad de edificaciones compuestas de muros estructurales, deberán existir muros con aberturas, se recomienda realizar una investigación enfocada al cálculo y diseño de estos.
- Sistemas estructurales contemplan el uso de muros acoplados, es recomendable la realización de una investigación que defina los procedimientos para el diseño de estos muros y de los elementos de acoplamiento como lo son los dinteles.
- El proceso de obtener la profundidad del eje neutro es de forma iterativa, por lo tanto es recomendable diseñar un algoritmo que logre simplificar este proceso y así reducir los tiempos del cálculo del mismo.



## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ❖ FONDONORMA 1753:2006 *“Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural”* Articulado y comentarios.
- ❖ FONDONORMA 1756:2001 *“Edificaciones Sismorresistentes”* Articulado y comentarios.
- ❖ FONDONORMA 2002:1988 *“Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones”*.
- ❖ ACI 318-2011. *“Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary”*
- ❖ SEAOC. *Seismic Design Manual* (1999)
- ❖ Paulay, T./Priestley, M. *“Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings”* (1992)
- ❖ UBC *“Uniform Building Code”* (1997).
- ❖ NZS 3101 *“New Zealand Standard Code of Practice for the Design of Concrete Structures”* (1995).
- ❖ Fratelli, M. *“Diseño Estructural en Concreto Armado”* (1990)
- ❖ Lara C. & Muñoz A, (2009). *“Metodología para el Proyecto Estructural de Edificios de Mediana Altura con Muros Estructurales de Concreto Armado”* Tesis de grado, Universidad de Carabobo, Facultad de Ingeniería, Valencia, Venezuela.



- ❖ ACI STRUCTURAL JOURNAL “*Technical Paper N° 99-S52*”
- ❖ Park, R y Paulay, T. 1975, “*Reinforced Concrete Structures*”, John Wiley & Sons, New York.
- ❖ Morreale P. & Quintana J. (2009). “*Diseño de modelo de rehabilitación para mejorar el comportamiento sísmico de la U.E Luis Alfredo Colomine, Valencia Edo. Carabobo*”. Trabajo Especial de grado, Universidad de Carabobo.
- ❖ Luis E. García “*ACI 318-08 Seismic Requirements*”
- ❖ William Lobo Quintero “*Comportamiento Sismorresistente de Muros Estructurales: El Caso del Terremoto de Maule, Chile, 27-02-2010*” Seminario SIDETUR 2011
- ❖ Pérez A. María E. “*Algunos Criterios para el Uso de Muros Sismorresistentes en Edificaciones*”. Trabajo Especial de grado, Universidad Central de Venezuela, 2009.
- ❖ Andrés C. Cotrina Orrego. “*Elaboración de Diagramas de Interacción para el Diseño de Muros de Corte de Edificaciones de Mediana Altura*”. Lambayeque-Perú, 2010.
- ❖ Martin G. López Olvera. “*Diseño de Muros de Cortante en Edificios Altos*”. México D.F., 2005.



## **APÉNDICE A**

### **FORMULAS PARA CÁLCULOS MANUALES**



(Ec. 4-1)	$bw = \frac{3\% \text{ Area Total de planta}}{\text{Longitud de muros en una direccion}}$
(Ec. 4-2)	$\frac{bw}{Lw} < 0.4$
(Ec. 4-3)	$2.12A_{cv} \sqrt{f'c}$
(Ec. 4-4)	$2.65A_{cv} \sqrt{f'c}$
(Ec. 4-5)	$Vu \leq 0.053 \sqrt{f'c} A_{cv}$
(Ec. 4-6)	$Vn = Vu / \phi$
(Ec. 4-7)	$\rho h l = \frac{\left( \frac{Vn}{A_{cv}} - \alpha_c \sqrt{f'c} \right)}{f_{yt}}$
(Ec. 4-8)	$d_w = 0.80 L_w$
(Ec. 4-9)	$Vc = 0.88 \sqrt{f'c} h_w d_w + \frac{P_u d_w}{4 L_w}$
(Ec. 4-10)	$Vc = \left[ 0.16 \sqrt{f'c} + \frac{L_w \left( 0.33 \sqrt{f'c} + 0.2 \frac{P_u}{bw L_w} \right)}{\left( \frac{M_u}{V_u} - 0.5 L_w \right)} \right] h_w L_w$
(Ec. 4-11)	$Vc = 0.53 \sqrt{f'c} h_w d_w \left( 1 + 0.007 \frac{P_u}{A} \right)$
(Ec. 4-12)	$Vs = Vu / \phi - Vc$
(Ec. 4-13)	$Ash = \left( \frac{As}{Sh} \right) \times 100$



(Ec. 4-14)	$\rho h_2 = \frac{Ash}{100xbw}$
(Ec. 4-15)	$Ash = \rho h_{definitivo} \times 100xbw$
(Ec. 4-16)	$Ash \text{ por cara} = \frac{Ash}{2}$
(Ec. 4-17)	$\frac{P_u}{f_c A_{cv}}$
(Ec. 4-18)	$\frac{M_u \times 100}{f_c A_{cv} L_w}$
(Ec. 4-19)	$A_{sv} = \rho_v L_w b_w$
(Ec. 4-20)	$\frac{P_u}{P_c} \leq 0,35$
(Ec. 4-21)	$P_c = 0,85f_c (A_{cv} - A_{sv}) + f_y A_{sv}$
(Ec. 4-22)	$P_n = \frac{P_u}{\phi}$
(Ec. 4-23)	$\phi = 0,9 - 0,2 \frac{P_u}{0,1f_c A_{cv}}$
(Ec. 4-24)	$C_c = P_n + \sum T_s - \sum C_s$
(Ec. 4-25)	$a = \frac{C_c}{0,85f_c bw}$
(Ec. 4-26)	$c = \frac{a}{\beta_1}$



(Ec. 4-27)	$C < \frac{Lw}{600x \frac{\Delta_t}{h_w}}$
(Ec. 4-28)	$\frac{\Delta_t}{h_w} \geq 0.007$
(Ec. 4-29)	$N_u \leq 0,10A_{cv}f'_c$
(Ec. 4-30)	$N_u \leq 0,05A_{cv}f'_c$
(Ec. 4-31)	$\frac{M_u}{V_u L_w}$
(Ec. 4-32)	$V_u \leq 0,79A_{cv}\sqrt{f'_c}$
(Ec. 4-33)	$A_{sh} = 0.09 \frac{s h_E f'_E}{f_y}$
(Ec. 4-34)	$f_y \geq 4200 \frac{kg}{cm^2} \rightarrow (0.013f_y - 24)db$
(Ec. 4-35)	$f_y < 4200 \frac{kg}{cm^2} \rightarrow 7.1 \times 10^{-4} f_y db$
(Ec. 4-36)	$V_n = (A_{vf} f_y + 0.9Pcp)\mu$
(Ec. 4-37)	$0.2f'_c A_c$
(Ec. 4-38)	$(34 + 0.08f'_c) A_c$
(Ec. 4-39)	$110A_c$



## **APÉNDICE B**

### **DIAMETRO DE CABILLAS A USAR**



## Cabillas Milimétricas Sidetur Actuales

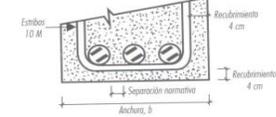
Número de cabillas en la sección transversal de miembros en flexión

Design.	Anchura, b, en cm												
	Nervios			Vigas									
	10	12	15	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70
10M	2	2	3	-----									
12M	2	2	3	4	5	7	8	9	11	12	13	15	16
16M	1	2	2	3	5	6	7	8	10	11	12	13	14
20M	1	2	2	3	4	6	7	8	9	10	11	12	13
22M	1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12	13
25M	-----			3	4	5	6	7	8	9	10	11	12



Sección útil de acero según la separación de las cabillas

Separación entre cabillas cm	Designación					
	10M	12M	16M	20M	22M	25M
5	15,7	22,6	40,2	62,8	76,0	98,2
7,5	10,5	15,1	26,8	41,9	50,7	65,5
10	7,85	11,3	20,1	31,4	38,0	49,1
12	6,54	9,42	16,8	26,2	31,7	40,9
15	5,23	7,53	13,4	20,9	25,3	32,7
17,5	4,49	6,46	11,5	17,9	21,7	28,1
20	3,92	5,65	10,1	15,7	19,0	24,6
22,5	3,49	5,02	8,94	14,0	16,9	21,8
25	3,14	4,52	8,04	12,6	15,2	19,6
30	2,62	3,77	6,70	10,05	12,7	16,4
32,5	2,41	3,48	6,19	9,66	11,7	15,1
35	2,24	3,28	5,75	8,97	10,9	14,0



Los valores de la tabla se refieren a miembros no expuestos a la intemperie ni en contacto con el suelo. El tamaño máximo nominal del agregado grueso no será mayor que 0,75 veces la separación mínima libre entre las cabillas de refuerzo.



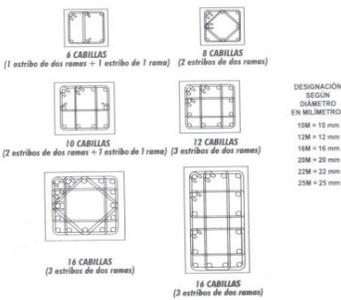
Gerencia de Mercadeo y Ventas. Av. Intercomunal de Antimano, Zona Industrial La Yaguara, Caracas, Venezuela  
Telf: 058-212-407.03.60 al 66 / Fax: 058-212-407.03.73  
www.sidetur.com.ve

Sección útil de acero (cm<sup>2</sup>) según el número de cabillas

Designación cabilla	Diámetro (mm)	Peso (kgf/m)	Número de cabillas									
			Área de acero, cm <sup>2</sup>									
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
10M	10	0,617	0,78	1,57	2,35	3,14	3,92	4,71	5,50	6,28	7,06	7,85
12M	12	0,888	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,78	7,91	9,04	10,17	11,30
16M	16	1,577	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,07	14,08	16,09	18,10	20,11
20M	20	2,465	3,14	6,28	9,42	12,56	15,70	18,84	21,98	25,12	28,26	31,40
22M	22	2,985	3,80	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01
25M	25	3,851	4,91	9,82	14,73	19,64	24,55	29,46	34,37	39,28	44,19	49,10

Según las Normas COVENIN 316:2000, Fondonorma 316:2005 y 1753:2006, ACI 318-11, ICONTEC NTC 2289.

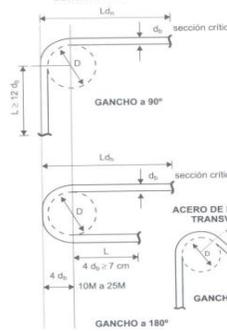
Detallado del acero de refuerzo en columnas



SÍMBOLO DEL FABRICANTE (SIDETUR)  
PROCESO DE FABRICACIÓN  
S - Acero al Carbono no soldable a temperatura ambiente  
W - Acero al Carbono soldable a temperatura ambiente  
GRADO DE ACERO  
60 (4200 kgf/cm<sup>2</sup>)  
70 (5000 kgf/cm<sup>2</sup>)  
ESTRIA PARA CABILLA MILIMÉTRICA

Note: La menor dimensión transversal de columnas es de 30 cm, y la distancia s, cumplió con la dispuesta en la Sección 18.4.5, Fondonorma 1753:2006

ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL



GANCHOS EN EL ACERO DE REFUERZO

Ángulo de doblaje	Ganchos en el acero de refuerzo longitudinal		Diámetro mínimo del mandril
	GANCHO estándar	Doblado de cabillas	
Designación	Longitud extendida, L, en cm	D, en cm	D, en cm
10M	12,0	7,0	6,00
12M	14,4	7,0	7,20
16M	19,2	7,0	9,60
20M	24,0	8,0	12,0
22M	26,4	8,8	13,2
25M	30,0	10,0	15,0

Todos los brazos se doblarán en frío y ninguna barra parcialmente embebida en el concreto se doblará en obra.

Ángulo de doblaje	Acero de refuerzo transversal		Diámetro mínimo del mandril
	GANCHO estándar	Doblado de cabillas	
Designación N°	Longitud extendida recta, L, en cm	D, en cm	D, en cm
10M	7,50	4,00	4,00
12M	7,50	4,80	4,80

\*Válido para estibas de una rama con un extremo a 135° y el otro a 180°.

## Cabillas en Pulgadas Sidetur Obsoletas

Número de cabillas en la sección transversal de miembros en flexión

Design. N°	Anchura, b, en cm												
	Nervios			Vigas									
	10	12	15	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70
3	2	2	3	-----									
4	2	2	3	4	5	7	8	9	11	12	13	15	16
5	1	2	2	4	5	6	7	8	10	11	12	13	15
6	1	2	2	3	4	6	7	8	9	10	11	12	14
7	-----			3	4	5	6	7	8	10	11	12	13
8	-----			3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
11	-----			2	3	3	4	5	6	6	7	8	8

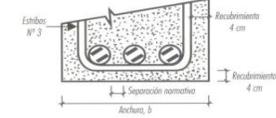


Gerencia de Mercadeo y Ventas. Av. Intercomunal de Antimano, Zona Industrial La Yaguara, Caracas, Venezuela  
Telf: 058-212-407.03.60 al 66 / Fax: 058-212-407.03.73  
www.sidetur.com.ve



Sección útil de acero (cm<sup>2</sup>) según la separación de las cabillas

Separación entre cabillas cm	Designación N°					
	3	4	5	6	7	8
5	14,2	25,4	39,6	57,0	77,6	101,4
7,5	9,47	16,9	26,4	38,0	51,7	67,4
10	7,10	12,7	19,8	28,5	38,8	50,7
12	5,92	10,6	16,5	23,7	32,3	42,2
15	4,73	8,47	13,2	19,0	25,9	33,8
17,5	4,06	7,26	11,3	16,3	22,2	29,0
20	3,55	6,35	9,90	14,2	19,4	25,3
22,5	3,15	5,64	8,80	12,7	17,2	22,5
25	2,84	5,08	7,92	11,4	15,5	20,2
30	2,37	4,23	6,40	9,50	12,9	16,9
32,5	2,18	3,91	6,09	8,77	11,9	15,6
35	2,03	3,63	5,66	8,14	11,1	14,5



Los valores de la tabla se refieren a miembros no expuestos a la intemperie ni en contacto con el suelo. El tamaño máximo nominal del agregado grueso no será mayor que 0,75 veces la separación mínima libre entre las cabillas de refuerzo.

Sección útil de acero (cm<sup>2</sup>) según el número de cabillas

Designación cabilla	Diámetro (plg)	Peso (kgf/m)	Número de cabillas									
			Área de acero, cm <sup>2</sup>									
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
3	0,953	3/8"	0,559	0,71	1,43	2,14	2,85	3,57	4,28	4,99	5,71	6,42
4	1,270	1/2"	0,994	1,27	2,53	3,80	5,07	6,33	7,60	8,87	10,13	11,40
5	1,588	5/8"	1,554	1,98	3,96	5,94	7,92	9,90	11,88	13,86	15,84	17,82
6	1,905	3/4"	2,237	2,85	5,70	8,55	11,40	14,25	17,10	19,95	22,80	25,65
7	2,222	7/8"	3,044	3,88	7,76	11,63	15,51	19,39	23,27	27,14	31,02	34,90
8	2,540	1"	3,927	5,07	10,13	15,20	20,27	25,34	30,40	35,47	40,54	45,60
11	3,581	1 3/8"	7,906	10,07	20,14	30,22	40,29	50,36	60,43	70,50	80,57	90,65

Según las Normas COVENIN 316:2000, Fondonorma 316:2005 y 1753:2006



## **APÉNDICE C**

**DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN USADOS, EXTRAIDOS DEL LIBRO  
“MANUAL DE CÁLCULO DE HORMIGÓN ARMADO”, EDITOR GERDAU  
AZA, SEGUNDA EDICIÓN**

