



Universidad de San Carlos de Guatemala  
Facultad de Ingeniería  
Escuela de Estudios de Postgrado  
Maestría en Estructuras

**ANÁLISIS Y DISEÑO SISMORRESISTENTE DE MUROS NO ESTRUCTURALES DE  
MAMPOSTERÍA EN EDIFICIOS DE LA CIUDAD DE GUATEMALA**

**Ing. José Víctor Ibarra Corrales**

Asesorado por el Msc. Ing. Francisco E. Arrecís Sosa

Guatemala, octubre de 2021



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**ANÁLISIS Y DISEÑO SISMORRESISTENTE DE MUROS NO ESTRUCTURALES DE  
MAMPOSTERÍA EN EDIFICIOS DE LA CIUDAD DE GUATEMALA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA

FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

**ING. JOSÉ VÍCTOR IBARRA CORRALES**

ASESORADO POR EL MSC ING. FRANCISCO E. ARRECÍS SOSA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

**MAESTRO EN ESTRUCTURAS**

GUATEMALA, OCTUBRE DE 2021



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERÍA



### **NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA**

DECANA	Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada
VOCAL I	Ing. José Francisco Gómez Rivera
VOCAL II	Ing. Mario Renato Escobedo Martínez
VOCAL III	Ing. José Milton de León Bran
VOCAL IV	Br. Kevin Vladimir Armando Cruz Lorente
VOCAL V	Br. Fernando José Paz González
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez.

### **TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

DECANA	Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada
DIRECTOR	Ing. Edgar Darío Álvarez Cotí
EXAMINADOR	Ing. Armando Fuentes Roca
EXAMINADOR	Ing. Hugo Humberto Rosal Paz
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez



## **HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR**

En cumplimiento con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

### **ANÁLISIS Y DISEÑO SISMORRESISTENTE DE MUROS NO ESTRUCTURALES DE MAMPOSTERÍA EN EDIFICIOS DE LA CIUDAD DE GUATEMALA**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Estudios de Postgrado, con fecha 05 de junio de 2018.

**Ing. José Víctor Ibarra Corrales**



**USAC**  
TRICENTENARIA  
Universidad de San Carlos de Guatemala

**Decanato**  
**Facultad de Ingeniería**  
**24189101 - 24189102**

DTG. 539.2021

La Decana de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Estudios de Postgrado, al Trabajo de Graduación titulado: **ANÁLISIS Y DISEÑO SISMORRESISTENTE DE MUROS NO ESTRUCTURALES DE MAMPOSTERÍA EN EDIFICIOS DE LA CIUDAD DE GUATEMALA**, presentado por el **Ingeniero José Víctor Ibarra Corrales**, estudiante del programa de **Maestría en Estructuras**, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:

Inga. Anabela Cordova Estrada  
Decana



Guatemala, octubre de 2021

AACE/cc





**Guatemala, octubre de 2021**

LNG.EEP.OI.040.2021

En mi calidad de Director de la Escuela de Estudios de Postgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer el dictamen del asesor, verificar la aprobación del Coordinador de Maestría y la aprobación del Área de Lingüística al trabajo de graduación titulado:

**“ANÁLISIS Y DISEÑO SISMORRESISTENTE DE MUROS NO ESTRUCTURALES DE MAMPOSTERÍA EN EDIFICIOS DE LA CIUDAD DE GUATEMALA”**

presentado por **José Víctor Ibarra Corrales** quien se identifica con carné **8110750** correspondiente al programa de **Maestría en ciencias en Estructuras** ; apruebo y autorizo el mismo.

Atentamente,

*“Id y Enseñad a Todos”*

  
**Mtro. Ing. Edgar Darío Álvarez Cotí**

**Director**

**Escuela de Estudios de Postgrado  
Facultad de Ingeniería**





Guatemala 10 de junio de 2021.

**M.Sc. Edgar Darío Álvarez Cotí**  
Director  
Escuela de Estudios de Postgrado  
Presente

**M.Sc. Ingeniero Álvarez Cotí:**

Por este medio informo que he revisado el **INFORME FINAL** del trabajo de graduación titulado: **“ANÁLISIS Y DISEÑO SISMO-RESISTENTE DE MUROS NO ESTRUCTURALES DE MAMPOSTERÍA EN EDIFICIOS DE LA CIUDAD DE GUATEMALA”** del estudiante **JOSÉ VÍCTOR IBARRA CORRALES** quien se identifica con número de carné **8110750** del programa de **Maestría en ESTRUCTURAS**.

Con base en la evaluación realizada hago constar que he evaluado la calidad, validez, pertinencia y coherencia de los resultados obtenidos en el trabajo presentado y según lo establecido en el **Normativo de Tesis y Trabajos de Graduación aprobado por Junta Directiva de la Facultad de Ingeniería Punto Sexto inciso 6.10 del Acta 04-2014 de sesión celebrada el 04 de febrero de 2014**. Por lo cual el trabajo evaluado cuenta con mi visto bueno para su presentación de examen

Agradeciendo su atención y deseándole éxitos en sus actividades profesionales me suscribo.

Atentamente,

**M.Sc. Ing. ARMANDO FUENTES ROCA**  
Coordinador  
Maestría en Estructuras  
Escuela de Estudios de Postgrado  
Facultad de Ingeniería USAC

Guatemala, 08 de junio de 2021

Ingeniero M.Sc.  
Edgar Álvarez Cotí  
Director  
Escuela de Estudios de Postgrado  
Facultad de Ingeniería USAC  
Ciudad Universitaria, Zona 12

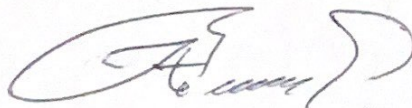
Distinguido Ingeniero Álvarez:

Atentamente me dirijo a usted para hacer de su conocimiento que como asesor de trabajo de graduación del estudiante JOSÉ VÍCTOR IBARRA CORRALES, Carné número 8110750, cuyo título es "**ANÁLISIS Y DISEÑO SISMO-RESISTENTE DE MUROS NO ESTRUCTURALES DE MAMPOSTERÍA EN EDIFICIOS DE LA CIUDAD DE GUATEMALA**", para optar al grado académico de Maestro en ESTRUCTURAS, he procedido a la revisión del mismo.

En tal sentido, en calidad de asesor doy mi anuencia y aprobación para que el estudiante IBARRA CORRALES, continúe con los trámites correspondientes.

Sin otro particular, me es grato suscribirme de usted.

Atentamente,



**MSC. ING. FRANCISCO EDUARDO ARRECÍS SOSA**

Ingeniero civil  
MSc. Ingeniería Estructural  
Colegiado No. 9556  
Asesor

*Francisco E. Arrecís Sosa*  
INGENIERO CIVIL  
COLEGIADO 9556



## **ACTO QUE DEDICO A:**

**Jesús el Cristo**

Toda gloria y exaltación, porque nada le es dado al hombre, sino le fuere dado de arriba.

**Mis padres**

Con plena honra y respeto, por lo que forjaron en mí.

**Mi esposa**

Con mucha dedicación, en su incomparable amor y comprensión.

**Mis hijos**

José Daniel, Jéssica Mishelle y Joseline Dulshaery Ibarra Cardona con mucha dedicación y esmero.



## **AGRADECIMIENTOS A:**

<b>Universidad de San Carlos de Guatemala</b>	Por tener el privilegio de estudiar en esta casa de estudios.
<b>Facultad de Ingeniería Escuela de Estudios de Postgrado</b>	Por darme la oportunidad de actualizarme y proporcionarme las herramientas del conocimiento de ingeniería estructural.
<b>Mi asesor</b>	Al Msc Ing. Francisco E. Arrecís Sosa, por toda la dedicación que me proporcionó en la elaboración de esta tesis.
<b>Revisor</b>	Ma. Ing. Cesar Castillo, por la motivación, revisiones y correcciones a fin de culminar la elaboración de esta tesis.
<b>Mis compañeros de Estudio de Maestría</b>	Séptima Corte de Maestría en Estructuras. Ing. Luwing Osman de León, Ing. Alberto José Orozco Orellana e Ing. Christian Legran.





## ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES .....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS.....	XI
GLOSARIO .....	XVII
RESUMEN .....	XXIII
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	XXV
OBJETIVOS .....	XXIX
HIPÓTESIS .....	XXXI
RESUMEN DEL MARCO METODOLÓGICO.....	XXXIII
INTRODUCCIÓN.....	XXXV
1. COMPONENTES DE UN EDIFICIO .....	1
1.1. Componentes estructurales de un edificio .....	1
1.1.1. Cimentación .....	1
1.1.2. Columna .....	2
1.1.3. Vigas.....	2
1.1.4. Losa.....	3
1.1.5. Muros estructurales .....	4
1.2. Componentes no estructurales de un edificio .....	5
1.2.1. Equipos.....	6
1.2.2. Instalaciones .....	6
1.2.3. Componentes arquitectónicos.....	6
1.2.3.1. Muros de tabla yeso o drywall .....	6
1.2.3.2. Muros de electro panel .....	7

	1.2.3.3.	Muros de mampostería .....	9
	1.2.3.4.	Muros prefabricados de concreto .....	10
1.3.		Tipología de los muros de mampostería.....	11
	1.3.1.	Muros de mampostería no estructural .....	11
	1.3.1.1.	Descripción y especificación de los materiales .....	14
	1.3.1.1.1.	Block de concreto.....	15
	1.3.1.1.2.	Ladrillos de arcilla .....	18
	1.3.1.1.3.	Morteros.....	18
	1.3.1.1.4.	Grout, concreto fluido .....	19
	1.3.1.1.5.	Acero de refuerzo.....	20
	1.3.1.1.6.	Concreto .....	20
	1.3.1.1.7.	Sellante elástico .....	21
2.		ANÁLISIS SISMORRESISTENTE DE LOS MUROS NO ESTRUCTURALES DE MAMPOSTERÍA.....	23
2.1.		Determinación de la amenaza sísmica .....	23
	2.1.1.	Importancia de la obra o clasificación de obra .....	24
	2.1.2.	Determinación del índice de sismicidad y coeficiente de aceleración del lugar.....	26
	2.1.3.	Ajuste por clase de sitio.....	27
	2.1.4.	Ajuste por intensidad sísmica especial .....	28
	2.1.5.	Nivel de protección sísmica (NPS) y sismo de diseño ...	29
	2.1.6.	Factor de escala ( $K_d$ ) en base a sismo de diseño ...	30
	2.1.7.	Desarrollo de espectro de diseño .....	31
2.2.		Determinación de fuerza físmica de diseño ( $F_p$ ) .....	31
	2.2.1.	Factor de importancia, $I_p$ .....	37
	2.2.2.	Factor de amplificación del componente, $a_p$ .....	38

2.2.3.	Factor de modificación del componente, $R_p$ .....	39
2.3.	Determinación de fuerzas internas y de anclaje.....	40
2.3.1.	Muro biapoyado .....	40
2.3.2.	Muro en voladizo.....	42
2.4.	Diagrama de flujo para el análisis de los muros no estructurales .....	42
2.5.	Deformaciones y separación con la estructura principal .....	44
2.5.1.	Desplazamiento dentro de las estructuras .....	44
2.5.2.	Ancho de juntas .....	45
3.	<b>DISEÑO SISMORRESISTENTE DE MUROS NO ESTRUCTURALES</b>	
	<b>DE MAMPOSTERÍA .....</b>	<b>47</b>
3.1.	Requisitos generales para el diseño .....	47
3.2.	Metodologías de diseño para muros de mampostería .....	48
3.3.	Método de resistencia última (LRFD).....	48
3.3.1.	Factores de reducción LRFD .....	50
3.4.	Diseño de los elementos del muro no estructural .....	50
3.4.1.	Requisitos mínimos y preliminares del refuerzo confinante .....	50
3.4.2.	Diseño de muros para cargas fuera del plano de levantado .....	53
3.4.3.	Resistencia a compresión básica del levantado .....	54
3.4.4.	Módulo de elasticidad de los materiales de mampostería confinada.....	55
3.5.	Resistencia a flexión .....	56
3.5.1.	Deflexiones a flexión .....	57
3.6.	Comportamiento de muros ante esfuerzo axial .....	58
3.7.	Resistencia a cortante .....	59
3.8.	Procedimiento para el diseño de anclajes.....	62

3.8.1.	Tipos de anclaje en concreto .....	62
3.8.2.	Requisitos para diseño del acero de anclaje sometido a cortante .....	63
3.8.3.	Requisitos para diseño del anclaje en cortante por arrancamiento del concreto .....	64
3.8.4.	Requisitos para diseño al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje sometido a cortante .....	68
3.8.5.	Interacción de las fuerzas de tracción y cortante en anclajes .....	68
3.9.	Metodología propuesta de diseño .....	69
3.9.1.	Diseño a flexión .....	69
3.9.2.	Diseño a cortante .....	70
3.9.3.	Diseño de anclajes .....	70
3.10.	Sistema constructivo propuesto .....	70

4.	RESULTADOS DE LA APLICACIÓN DEL ANALISIS Y DISEÑO SISMORRESISTENTE DE MUROS NO ESTRUCTURALES DE MAMPOSTERÍA CONFINADOS EN UN EDIFICIO DE 10 NIVELES ...	75
4.1.	Determinación de características del muro.....	76
4.1.1.	Grosor del muro.....	76
4.1.2.	Resistencia del block.....	77
4.1.3.	Mortero.....	77
4.2.	Determinación de la carga sísmica en el muro .....	78
4.2.1.	Parametros sísmicos .....	78
4.2.2.	Peso del muro .....	79
4.2.3.	Fuerzas sísmicas (Fp) .....	79
4.3.	Diseño del muro no estructural.....	82

4.3.1.	Anclajes de muros .....	85
4.3.1.1.	Muro en voladizo - cortante .....	85
4.3.1.2.	Muro biapoyado - cortante.....	86
4.3.2.	Muro en voladizo – flexión .....	91
4.3.3.	Muro biapoyado – flexión .....	92
4.3.4.	Muro biapoyado – alternativa de conexión pernada.....	95
4.3.5.	Muro en voladizo – deflexiones.....	96
4.3.6.	Muro biapoyado – deflexiones .....	97
5.	DISCUSIÓN DE RESULTADOS .....	99
5.1.	Determinación de características del muro .....	99
5.2.	Determinación de la carga sísmica en el muro .....	99
5.2.1.	Parámetros sísmicos.....	99
5.2.2.	Peso del muro.....	100
5.2.3.	Fuerzas sísmicas (Fp).....	100
5.3.	Diseño del muro no estructural .....	100
5.3.1.	Anclajes de muros .....	101
5.3.1.1.	Muro en voladizo – cortante .....	101
5.3.1.2.	Muro biapoyado - cortante.....	101
5.3.1.3.	Comparativa muro en voladizo y muro biapoyado en cortante .....	101
5.3.2.	Flexión .....	102
5.3.2.1.	Muro en voladizo – flexión.....	102
5.3.2.2.	Muro biapoyados – flexión.....	102
5.3.2.3.	Comparativa muro en voladizo y muro biapoyado en flexión .....	102

5.3.3.	Muro biapoyado – alternativa de conexión pernada .....	103
5.3.4.	Deflexiones.....	103
5.3.4.1.	Muro en voladizo – deflexiones.....	103
5.3.4.2.	Muro biapoyado – deflexiones .....	103
5.3.4.3.	Comparativa muro en voladizo y muro biapoyado en deflexiones .....	104
CONCLUSIONES .....		105
RECOMENDACIONES .....		107
REFERENCIAS.....		109

# ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

## FIGURAS

1.	Cimentaciones .....	1
2.	Columna con carga axial.....	2
3.	Viga con carga distribuida .....	3
4.	Ejemplo de losa.....	4
5.	Muro de mampostería confinada.....	4
6.	Muro de mampostería no estructural confinado .....	10
7.	Elementos prefabricados de concreto .....	11
8.	Ejemplo de muro de mampostería, de división o cerramiento, biapoyado enmarcado por marco de concreto armado.....	12
9.	Ejemplo de muro de mampostería de fachada biapoyado enmarcado por marco de concreto armado .....	12
10.	Ejemplo de muro de mampostería de división o fachada, en voladizo..	13
11.	Block de concreto.....	17
12.	Mapa de zonificación sísmica de Guatemala .....	26
13.	Medidas necesarias para el cálculo de las fuerzas de diseño .....	34
14.	Distribución de las fuerzas $F_p$ por nivel.....	35
15.	Distribución de las fuerzas $F_p$ por nivel.....	36
16.	$F_p$ fuera del plano (fuerza aplicada perpendicular al área plana del muro) .....	36
17.	$F_p$ dentro del plano (fuerza $F_p$ aplicada paralela al área plana del muro, no aplica) .....	37

18.	Factor de amplificación del componente.....	38
19.	Solicitaciones en un muro biapoyado .....	41
20.	Solicitaciones en un muro en voladizo .....	42
21.	Solicitaciones en un muro en voladizo .....	43
22.	Distribución de refuerzo complementario vertical con mochetas secundarias/refuerzo interbloque en mampostería confinada .....	53
23.	Cargas fuera y coplanares al plano del levantado .....	53
24.	Deflexión máxima muro biapoyado .....	57
25.	Deflexión máxima muro en voladizo .....	58
26.	Definición de sección efectiva de resistencia a corte en mocheta .....	61
27.	Anclajes postinstalados .....	62
28.	Modos de falla en anclajes .....	63
29.	Definición de AVc y AVco .....	66
30.	Diagrama de interacción carga axial-cortante en anclajes .....	69
31.	Anclaje inferior en muros no estructurales .....	71
32.	Anclaje superior en muros en voladizo .....	72
33.	Anclaje superior en muros biapoyados .....	73
34.	Proyección lateral del anclaje superior con pin de corte .....	74
35.	Alternativa con angular de apoyo y pernos de anclaje .....	74
36.	Planta de muro por diseñar.....	75
37.	Elevación de muro a diseñar .....	76
38.	Comportamiento de Fp en la edificación.....	81
39.	Planta de muro propuesto.....	83
40.	Elevación de muro propuesto .....	83
41.	Detalle de refuerzo en columnas y soleras .....	85
42.	Anclajes ejercicio muro en voladizo .....	86
43.	Anclajes ejercicio muro biapoyado.....	87
44.	Resumen espaciamientos pin de corte No.3 G60 para niveles 1 al 4 ..	88



45.	Resumen espaciamientos pin de corte No.3 G60 para niveles 5 al 8 ...	89
46.	Resumen espaciamientos pin de corte no.3 G60 para niveles 9 y 10 ..	90
47.	Detalle anclaje móvil biapoyado en solera superior .....	91
48.	Dimensiones para diseño por flexión.....	92
49.	Resumen refuerzo para momento resistente para nivel 1 .....	92
50.	Resumen refuerzo para momento resistente para niveles 2 al 5 .....	93
51.	Resumen refuerzo para momento resistente para niveles 6 al 9 .....	94
52.	Resumen refuerzo para momento resistente para nivel 10 .....	95
53.	Detalle conexión superior pernada .....	96
54.	Deflexión muro voladizo .....	97
55.	Deflexión máxima muro biapoyado .....	98

## TABLAS

I.	Usos de la tabla yeso.....	7
II.	Propiedades físicas del electro panel.....	8
III.	Resistencia mínima del bloque sobre área bruta.....	15
IV.	Resistencia mínima a compresión sobre área neta.....	16
V.	Medidas principales normales de los bloques huecos de concreto. ....	17
VI.	Proporciones del mortero por volumen.....	18
VII.	Guía para compatibilidad de resistencia de mortero de pega.....	19
VIII.	Número y diámetro de barra.....	20
IX.	Clasificación de obras .....	24
X.	Coefficientes de sitio Fa .....	27
XI.	Coefficientes de sitio Fv .....	27
XII.	Factor Na para períodos cortos de vibración.....	28

XIII.	Factor $N_v$ para períodos largos de vibración.....	29
XIV.	Nivel de protección sísmica y probabilidad del sismo de diseño .....	30
XV.	Tipo de sismos para análisis estructural .....	30
XVI.	Factor de importancia .....	37
XVII.	Coeficientes $a_p$ y $R_p$ , de cap. 13, ASCE 7/10 .....	40
XVIII.	Comportamiento de componente no estructural .....	40
XIX.	Derivas últimas máximas tolerables.....	45
XX.	Factores de reducción LRFD, según ACI 530.....	50
XXI.	Fuerza $F_p$ para diseño del edificio .....	81
XXII.	Cortantes y momentos de diseño para muros.....	82
XXIII.	Tabla resumen deflexiones.....	98
XXIV.	Características de materiales. ....	99

## LISTA DE SÍMBOLOS

<b>Símbolo</b>	<b>Significado</b>
<b>G</b>	Aceleración debida a la gravedad ( $g = 9.8 \text{ m/s}^2$ )
<b><math>S_{DS}</math></b>	Aceleración espectral, periodo corto
<b><math>A_s</math></b>	Aceleración máxima en la superficie del suelo estimada como la aceleración correspondiente a un periodo de vibración igual a cero
<b><math>h_m</math></b>	Altura del muro a diseñar, dentro del edificio, biapoyado o en voladizo
<b><math>h_x</math></b>	Altura del nivel x al cual está unido el punto de conexión superior
<b><math>h_y</math></b>	Altura del nivel y al cual está unido el punto de conexión inferior
<b><math>z_x</math></b>	Altura del punto de fijación del componente en la estructura con respecto a la base. Para componentes ubicados en el nivel de la base o bajo ella, se debe considerar $z = 0$

<b><math>h'</math></b>	Altura efectiva del muro (m)
<b><math>h</math></b>	Altura promedio de nivel de techo de la estructura con respecto a la base
<b><math>h_n</math></b>	Altura total del edificio que contiene los muros a diseñar
<b><math>A_s</math></b>	Área de acero
<b><math>A_s</math></b>	Área de refuerzo a flexión por metro lineal de muro ( $\text{cm}^2/\text{m}$ )
<b><math>B</math></b>	Ancho efectivo de la sección (cm)
<b><math>F_a</math></b>	Capacidad a compresión debido a carga axial ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )
<b><math>F_v</math></b>	Capacidad a cortante ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )
<b><math>F_t</math></b>	Capacidad a tracción debida a flexión ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )
<b><math>F_s</math></b>	Capacidad de resistencia en el acero ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )
<b><math>C_s</math></b>	Coefficiente de respuesta sísmica
<b><math>S_{MS}</math> y <math>S_{M1}</math></b>	Coefficiente para máximo sismo esperado para períodos cortos y para períodos de 1 segundo

$R_e$	Coeficiente que considera los efectos de esbeltez en componentes a compresión
$F_a$ y $F_v$	Coeficientes de sitio
$V_s$	Cortante sísmico en la base, para las fuerzas sísmicas (t)
$\rho$	Cuantía de refuerzo a flexión (adimensional)
$\Delta$	Deriva o desplazamiento
$\delta_{xA}$	Desplazamiento horizontal de la estructura A en el nivel x
$\delta_{yA}$	Desplazamiento horizontal de la estructura A en el nivel y
$D_p$	Desplazamiento sísmico relativo
$f_b$	Esfuerzo a compresión de la mampostería debida a flexión calculada con el área efectiva ( $\text{kgf/cm}^2$ )
$f_s$	Esfuerzo a tracción del acero ( $\text{kgf/cm}^2$ )
$f_a$	Esfuerzo causado por la fuerza axial calculado con el área efectiva ( $\text{kgf/cm}^2$ )
$f_v$	Esfuerzo del cortante solicitado en la mampostería ( $\text{kgf/cm}^2$ )

<b>t</b>	Espesor efectivo para evaluar efectos de pandeo, correspondiente al espesor real
<b>t<sub>eq</sub></b>	Espesor efectivo para evaluar esfuerzos de compresión (m)
<b>a<sub>p</sub></b>	Factor de ampliación dinámica del componente
<b>I<sub>p</sub></b>	Factor de importancia del componente
<b>I<sub>e</sub></b>	Factor de importancia por sismo
<b>R<sub>p</sub></b>	Factor de modificación de respuesta del componente
<b>F<sub>p</sub></b>	Fuerza sísmica horizontal de diseño del componente no estructural
<b>I</b>	Inercia de la sección
<b>f<sub>y</sub></b>	Límite de fluencia del acero de refuerzo
<b>L</b>	Longitud del muro
<b>E<sub>m</sub></b>	Módulo de elasticidad de la mampostería (kgf/cm <sup>2</sup> )
<b>E<sub>s</sub></b>	Módulo de elasticidad del acero (kgf/cm <sup>2</sup> )
<b>I</b>	Módulo de inercia
<b>M</b>	Momento a flexión de diseño (kgf-m/m)

$S_s$ y $S_1$	Parámetros de aceleración espectral a partir de periodos de 0.2 a 1 segundo
$S_{DS}$ y $S_{D1}$	Parámetros de aceleración espectral para periodos cortos y para periodos de 1 segundo
$T$	Periodo (s)
$T_a$	Periodo fundamental aproximado
$T$	Periodo fundamental de la estructura
$T_a$	Periodo fundamental de vibración del edificio (s)
$T_p$	Periodo fundamental del componente
$W_p$	Peso de operación del componente
$W_p$	Peso del muro (kgf)
$\gamma$	Peso específico del material (t/m <sup>2</sup> )
$d$	Profundidad efectiva de la sección (cm)
$N$	Relación modular de elasticidad
$f'_c$	Resistencia a compresión del concreto a los 28 días

<b><math>f'_m</math></b>	Resistencia a la compresión de la mampostería (kgf/cm <sup>2</sup> )
<b><math>F_y</math></b>	Tensión mínima de fluencia para el acero especificado
<b><math>S_a</math></b>	Valor de espectro de aceleraciones de diseño para un periodo de vibración dado.
<b><math>I_o</math></b>	Zona sísmica



## **GLOSARIO**

<b>ACI 318-14</b>	Instituto Americano del Concreto (American concrete Institute) Comité 318 en su versión 2014. Se refiere a un normativo con parámetros para diseño de concreto reforzado.
<b>AGIES NSE 3-18</b>	Normas de Seguridad Estructural de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural Sísmica en su versión 2018
<b>Anclaje</b>	Procedimiento utilizado para fijar o anclar alguna estructura a algo superior.
<b>Análisis estructural</b>	Estudio que involucra el cálculo que se realiza usando ecuaciones o programas para determinar los efectos de las cargas y fuerzas en una estructura.
<b>ASCE 7-10</b>	Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (American Society of Civil Engineers). Se refiere al reglamento en el cual AGIES tiene su fundamento base y donde se especifican los componentes no estructurales.

<b>Cargas</b>	Fuerzas u otras acciones resultantes del peso de los materiales, la ocupación y sus pertenencias, efectos ambientales, movimientos, diferencias y restricciones a la deformación.
<b>Categoría de ocupación</b>	Clasificación de ocupación de edificios y otras estructuras de acuerdo con su importancia, uso y riesgo de falla, de acuerdo con NSE 3-18, AGIES.
<b>Cargas gravitacionales</b>	Son aquellas que corresponden al peso del elemento a considerar
<b>Carga sísmica</b>	Son aquellas cargas horizontales que se calculan y se aplican a una estructura definida.
<b>Componente no Estructural</b>	Componente permanente que no forma parte de la estructura sismo-resistente de un edificio.
<b>Deriva</b>	Desplazamiento relativo de un nivel de piso con el piso inferior de la estructura, debido a una sollicitación sísmica o de viento.

<b>Desempeño</b>	Comportamiento de los componentes estructurales y no estructurales de una edificación ante un evento sísmico.
<b>Desplazamiento</b>	Variación de posición sobre una trayectoria.
<b>Ductilidad</b>	Propiedad de un elemento que le permite ser deformado en forma permanente antes de la ruptura final.
<b>Edificio</b>	Estructura compuesta de componentes estructurales y no estructurales de varios niveles.
<b>Estructura principal</b>	Conjunto de elementos diseñados por la especialidad de cálculo estructural para mantener la estabilidad de una estructura frente a todas las sollicitaciones de carga a las que pueda estar expuesta durante su vida útil.
<b>Esbeltez</b>	Relación entre el ancho y el alto de un elemento.

<b>Excentricidad</b>	Es una medida que se da cuando el centro de rigidez no coincide con el centro de masa. Se origina cuando existe una distribución desigual y asimétrica de masas y rigideces en una estructura.
<b>FEMA</b>	Agencia Federal de Manejo de Emergencias (Federal Emergency Management Agency)
<b>Flexión</b>	Consiste en doblarse o doblar uno de sus elementos.
<b>Fluencia</b>	Es el nivel de tensión a partir del cual el material elástico lineal se deforma plásticamente.
<b>Fraguado</b>	Proceso de endurecimiento y pérdida de plasticidad del concreto
<b>Fuerza sísmica</b>	Fuerza horizontal correspondiente a la apropiada distribución en la altura de la estructura del cortante sísmico en la base, para el diseño sismo-resistente

<b>Manual</b>	Guía de uso documental que proporciona instrucciones, procedimientos y criterios de aplicación, con la finalidad de lograr la estandarización y facilidad de uso.
<b>Marco de concreto</b>	Es un sistema estructural conformado por medio de columnas y vigas de concreto armado, y que tiene la capacidad de soportar cargas gravitacionales como sísmicas.
<b>Peso</b>	Fuerza vertical hacia abajo experimentada por una masa, cuando es sometida a la aceleración de la gravedad.
<b>Peso sísmico</b>	Peso en operación del componente, sistema o equipo considerado para el análisis sísmico.
<b>Resistencia</b>	Propiedad que tiene un elemento para soportar una carga o fuerza.
<b>Rigidez</b>	Propiedad de firmeza y resistencia de un elemento, capaz de soportar esfuerzos sin adquirir grandes deformaciones o desplazamientos.

**Sismo-resistente**

Estructura o elemento construido para resistir sismos o terremotos.

**Sujeciones**

Elementos adosados a la estructura principal o a un componente o sistema no estructural.

## RESUMEN

Actualmente los edificios que se construyen en la ciudad de Guatemala cuentan con elementos o componentes estructurales, los cuales están especificados en el normativo de construcción de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural Sísmica (AGIES).

El reglamento vigente de AGIES 2018 en la norma NSE 3-17 menciona los componentes no estructurales, pero a la fecha no hay análisis y diseño sismo-resistente para los mismos, razón por la cual se presenta este estudio que pretende interpretar y aplicar el reglamento de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (American Society of Civil Engineers) ASCE 7-10, capítulo 13, al medio guatemalteco con el fin que sea compatible con las normas de AGIES, para analizar y diseñar sismo-resistentemente los componentes no estructurales, específicamente los muros de mampostería de block de concreto, muy usados en los diferentes edificios de la ciudad de Guatemala, aplicando toda la metodología determinada en el mismo.

Además, se ejemplifica la forma de analizar y diseñar un muro no estructural de mampostería confinado de división para cada uno de los niveles de un edificio de diez niveles, dentro del marco de concreto resistente a momentos de la estructura principal, obteniendo el refuerzo de acero vertical y horizontal, como la determinación de su anclaje, tanto para las condiciones de muro biapoyado y en voladizo.





## **PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

La normativa nacional vigente al año 2018, no regula el proceso y diseño de un muro de mampostería no estructural, utilizado dentro de la estructura principal de un edificio en la ciudad de Guatemala.

En todo análisis y diseño estructural para la realización de un edificio, el fin que se persigue es proporcionarle seguridad, tanto a su estructura en sus diferentes elementos que lo contienen, como a los usuarios que lo habitan y a los transeúntes que lo circundan.

Dado lo anterior, estos muros de mampostería no estructurales deben ser seguros y capaces de resistir las fuerzas sísmicas que lo quieran dañar parcial o totalmente. Su diseño debe realizarse independientemente de la estructura principal, de modo que se comporten sismo-resistentemente bien y aisladamente. Para lograr este buen desempeño es necesario que contengan un anclaje inferior y superior fuerte y dúctil, para cualesquiera de los dos tipos de muros que se utilizan, como son los biapoyados o los en voladizo.

Guatemala cuenta con el reglamento desarrollado por la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural (AGIES), el cual entro en vigor el año 2018 para el análisis y diseño de los componentes estructurales de una edificación. En el mismo se evidencia que sí está contemplado realizar la norma NSE 3-8, pero no está desarrollada aun, por lo que no hay regulación vigente para el análisis y diseño de los muros no estructurales de mampostería utilizados en las edificaciones en el medio, por lo cual se puede decir que:

- La falta de reglamentación en el proceso de construcción de los muros no estructurales de mampostería utilizados en una edificación da paso al desarrollo de esta investigación.
- La falta de investigación en este ramo ha estado comprometiendo la estabilidad estructural de estos componentes en las edificaciones del medio guatemalteco y además no solo se está arriesgando la estructura en sí, sino que también a los usuarios que la habitan, como a los transeúntes.

Con respecto a lo anterior se plantean las siguientes preguntas:

#### Pregunta principal

- ¿Cómo se aplican conforme a normativas internacionales, especificaciones y procedimientos para el análisis y diseño de los muros no estructurales de mampostería al ser construidos en los edificios de la ciudad de Guatemala?

#### Preguntas secundarias

- ¿Cuáles serían los procedimientos del reglamento de ASCE 7-10 para el diseño de muros de mampostería no estructurales para el ámbito de Guatemala?
- ¿Cómo puede adaptarse el reglamento ASCE 7-10 al medio nacional para desarrollar el análisis y diseño de muros no estructurales de mampostería al ser construidos en los edificios de la ciudad de Guatemala?
- ¿Cuáles serían las cargas afectan los muros no estructurales de mampostería usados en los edificios?

Estas son algunas de las razones por lo cual se busca solucionar el vacío existente del análisis y diseño estructural, que está afectando a los muros no estructurales de mampostería construidos en los edificios que los contienen, en la ciudad de Guatemala.



## **OBJETIVOS**

### **Objetivo general**

Determinar conforme a normativas internacionales, el análisis y diseño sismo-resistente de los muros no estructurales de mampostería utilizados en los edificios de la ciudad de Guatemala, para que puedan ser considerados válidos en el ámbito guatemalteco.

### **Objetivos específicos**

- Realizar procedimiento de análisis y diseño de los muros no estructurales de mampostería para el medio guatemalteco, aplicando el reglamento ASCE 7-10.
- Aplicar la norma y procedimiento del reglamento ASCE 7-10 para el análisis y diseño de muros no estructurales de mampostería, compatible con las normas y procedimiento de AGIES, 2018.
- Determinar las solicitaciones de cargas aplicadas en los muros no estructurales de mampostería, producidas por su propio peso y por fuerzas sísmicas, para el medio guatemalteco.



## **HIPÓTESIS**

El análisis y diseño sismo-resistente bajo normas de ASCE 7-10 mejoran el desempeño estructural para soportar las solicitaciones de cargas gravitacionales y sísmicas de los muros no estructurales de mampostería utilizados en los edificios de la ciudad de Guatemala, dentro de los marcos resistentes a momentos, independiente de la estructura principal.





## RESUMEN DEL MARCO METODOLÓGICO

### Enfoque

La investigación es del tipo cuantitativa a través de la recolección y análisis de datos basada en un estudio de análisis y diseño para establecer patrones de comportamiento de los muros no estructurales de mampostería contenidos en un edificio. Las mediciones de las variables se convierten en valores numéricos.

### Diseño

El diseño fue no experimental, debido a que su desarrollo y análisis no se usaron ensayos, ni prácticas de laboratorio para la recolección de información.

### Alcance

Debido a que se requiere alcanzar la interpretación del comportamiento y diseño estructural de estos muros, la investigación es descriptiva y explicativa, conforme a las teorías de análisis estructural para muros en voladizo o biapoyados, mecánica de materiales, concreto reforzado, normas y códigos de construcción que establecen los requisitos para su diseño.

### La unidad de análisis

Son los muros no estructurales de mampostería utilizados en los edificios para diferentes fines, y las variables a operar son:

- La variable independiente: Es la incorporación de dos tipos de muros no estructurales de mampostería; los realizados en voladizo y los biapoyados.

- La variable dependiente: Es el comportamiento estructural del muro no estructural de mampostería construido dentro de un edificio.
- Variables intervinientes: Existen variables que no necesariamente están formuladas en la hipótesis, pero que están presentes en el objeto de estudio y la variación de sus valores afectan los resultados, tales como: 1) Incorporación del concreto reforzado en el muro, 2) Geometría del muro, 3) Propiedades dinámicas del edificio, 4) Aspectos del análisis estructural aplicado al muro.

El desarrollo del trabajo de investigación propuesto se realizó de acuerdo con los siguientes pasos:

- Fase de revisión documental para construcción de marco teórico.
- Búsqueda de información relacionada con el tema de investigación.
- Aplicación de criterios y procedimientos dados por la norma ASCE 7-10.
- Análisis y presentación de resultados.
- Discusión de resultados y planteamiento de conclusiones y recomendaciones.

## INTRODUCCIÓN

La presente investigación se desarrolla bajo la línea del análisis estructural de estructuras complejas de la maestría de estructuras de la Escuela de Estudios de Postgrados de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala.

En vista de que el reglamento de AGIES 2018, no cuenta con una metodología para el análisis y diseño sismo-resistente de los muros de mampostería no estructurales, muy utilizados en los edificios de la ciudad de Guatemala, este estudio contempla tal metodología que incluye todos aquellos muros especificados como de división de ambientes, de cerramiento o de fachada, analizando sus diferentes condiciones de apoyo.

Además, se enfatiza el concepto de: su masa, la ubicación de estos en la estructura y las características de anclaje y aislamiento, indicándose la forma de realizarlos y pretendiendo de llenar este vacío existente hasta el momento.

Estos muros no estructurales de mampostería regularmente son muy utilizados en los edificios dentro de los marcos resistentes a momentos de la estructura principal debidamente anclados y aislados que comúnmente son llamados "*muros de relleno*".

Para este caso de estudio pueden realizarse de dos formas:

- Biapoyados y
- En voladizo o Cantiléver.

En cualquiera de los dos casos se enumeran las principales características y sus conveniencias o inconveniencias.

Y por el material con que están fabricados se contemplan todos aquellos muros no estructurales de mampostería compuesto de: Bloques de concreto y Ladrillos de arcilla.

El capítulo 1, comprenderá las definiciones necesarias sobre los componentes de un edificio, iniciando con los estructurales, para luego detallar los no estructurales, específicamente los muros de mampostería, por lo que se dedica a la presentación de las principales características de los materiales que los conforman, tales como calidad y resistencia, basado en especificaciones dadas por la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Sísmica (AGIES).

El capítulo 2, contiene los fundamentos teóricos para el análisis de los muros no estructurales de mampostería, para que su desempeño se ubique dentro de los parámetros aceptables ante un evento sísmico. Desarrollándose la interpretación y comprensión del capítulo 13 del reglamento ASCE 7-10, al aplicar las ecuaciones y fórmulas planteadas para su empleo en el medio guatemalteco, desglosándose cada factor que lo contiene, como lo es  $a_p$ ,  $I_p$ ,  $R_p$ ,  $W_p$ , para determinar el cálculo de la fuerza horizontal ( $F_p$ ), y así obtener las fuerzas actuantes como lo son las reacciones y momentos según condiciones de apoyo.

El capítulo 3, se dedica a presentar las capacidades de resistencia de los materiales que conforman un muro no estructural y definir los principios que conducen a obtener un diseño estructural sismo-resistente adecuado. Para lograr los refuerzos de acero que demanda el componente para su correcto funcionamiento ante un evento sísmico.

El capítulo 4, se describe un ejemplo para el uso del análisis y diseño de los muros no estructurales de mampostería para un edificio de diez niveles, de acuerdo con el reglamento ASCE 7-10, capítulo 13, aplicado al ámbito nacional, detallando paso a paso los diferentes elementos de la ecuación que se utiliza para el cálculo de la fuerza sísmica horizontal ( $F_p$ ). Durante su preparación se tuvo en consideración la experiencia guatemalteca a través de consultar las normas de AGIES, así como la práctica internacional.



# 1. COMPONENTES DE UN EDIFICIO

## 1.1. Componentes estructurales de un edificio

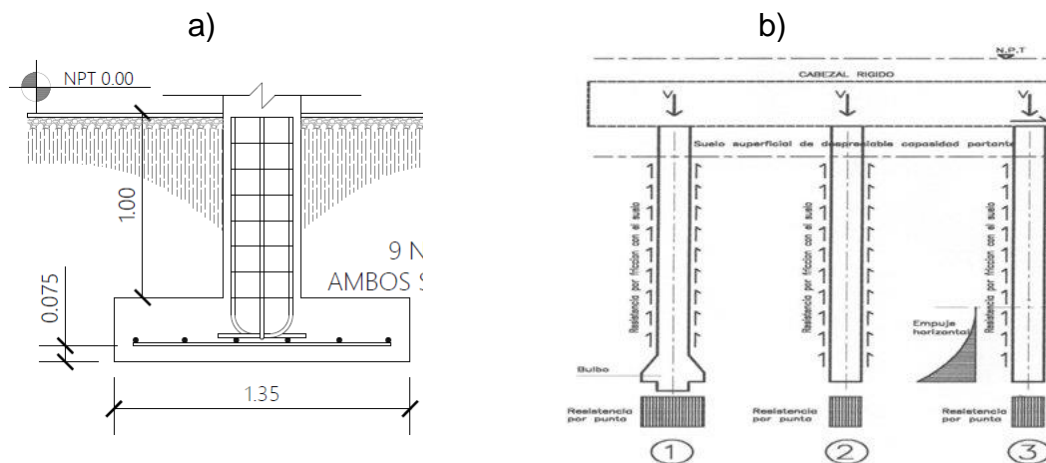
Se les denomina así a todos aquellos componentes de un edificio que soportan cargas gravitacionales, sísmicas y otras. Estas también son capaces de transmitir las cargas hasta el suelo, y conforman la estructura principal de un edificio.

Los componentes se clasifican en:

### 1.1.1. Cimentación

Elemento estructural que transmite las cargas y momentos de la estructura al sub-suelo. Dependiendo de la resistencia y tipo de suelo, el cemento puede ser superficial (ver figura 1a) o profunda (ver figura 1b).

Figura 1. Cimentaciones

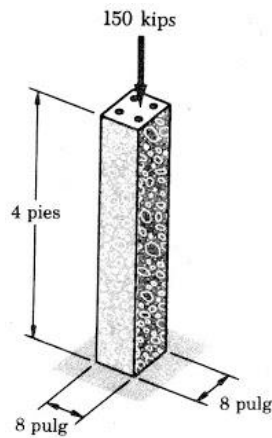


Fuente: Chorro, Alvarado y Ramirez. (2004). *Imagen reproducida bajo licencia Creative Commons Atribución-NoComercial-NoDerivadas (CC BY-NC-ND)*

### 1.1.2. Columna

Elemento estructural vertical cuya principal función es soportar cargas axiales transmitidas por elementos horizontales como vigas o losas. También se diseña para soportar cargas de flexión o momento provocadas por cargas laterales como sismo o viento. Ver figura 2.

Figura 2. **Columna con carga axial**



Fuente: Chorro *et al.* (2004). *Imagen reproducida bajo licencia Creative Commons Atribución-NoComercial-NoDerivadas (CC BY-NC-ND)*

### 1.1.3. Vigas

- Viga principal

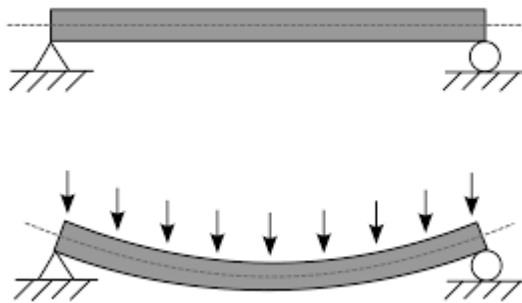
Elemento estructural horizontal que trabaja principalmente a flexión provocada por cargas gravitacionales que se transmiten por medio de losas o vigas secundarias. También pueden ser parte del sistema principal para resistir carga lateral, ya sea viento o sismo. Ver figura 3.



- Viga secundaria

Elemento estructural horizontal que trabaja principalmente a flexión provocada por cargas gravitacionales que se transmiten por medio de losas. Ver figura 3.

Figura 3. **Viga con carga distribuida**

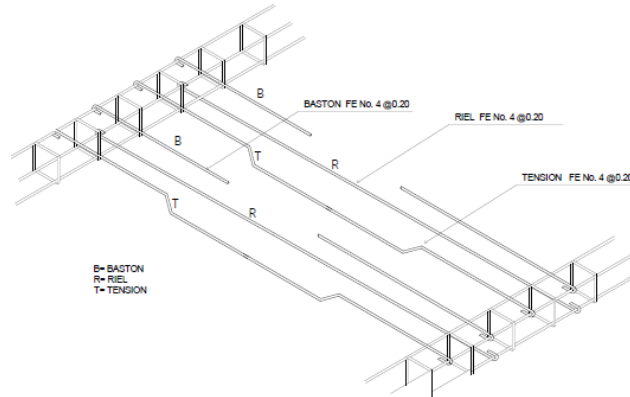


Fuente: Chorro *et al.* (2004). *Imagen reproducida bajo licencia Creative Commons Atribución-NoComercial-NoDerivadas (CC BY-NC-ND)*

#### 1.1.4. Losa

Elemento estructural plano, de concreto armado o elementos prefabricados, de sección rectangular llena, o con huecos, de poco espesor, que trabaja como un diafragma rígido, que provee una superficie capaz de soportar cargas y transmitirlas a otros elementos estructurales, como: vigas, muros estructurales o columnas. Ver figura 4.

Figura 4. **Ejemplo de losa**

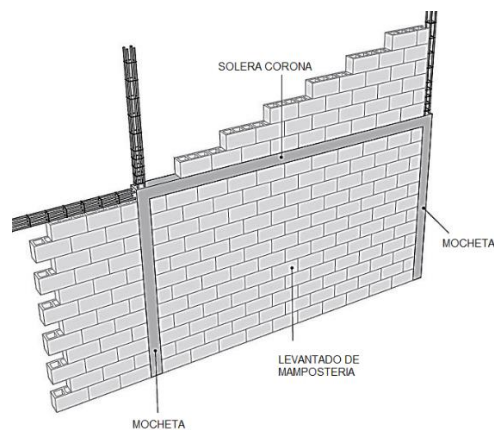


Fuente: elaboración propia utilizando AutoCAD.

### 1.1.5. Muros estructurales

Son todos aquellos muros de concreto o de mampostería (de blocks de concreto o de ladrillos de arcilla) capaces de soportar cargas gravitacionales y laterales.

Figura 5. **Muro de mampostería confinada**



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD.

## 1.2. Componentes no estructurales de un edificio

FEMA 74 los describe de la siguiente manera: “Los componentes no estructurales de un edificio, incluye todos aquellos componentes que no son parte del sistema estructural del mismo” (FEMA-74, 1994, pág. 42).

El Ministerio de Vivienda y Urbanismo de Chile (Minvu) los define así: “Componente permanente que no forma parte de la estructura resistente pero que es afectado por sus movimientos y que interactúa con ella”. (Minvu, 2013, pág. 5)

CENAPRED de México indica: “Son parte de una construcción que no está destinada a resistir cargas como el peso de la construcción, fuerzas sísmicas y fuerzas de viento, etc”. (CENAPRED, 2007, pág. 4)

Los elementos no estructurales cumplen funciones arquitectónicas estéticas y sirven para subdividir espacios.

Los más comunes son:

- Muros divisorios de mampostería que no están ligados a columnas, vigas o losa superior.
- Muros de materiales ligeros como tabla-roca o paneles.
- Muros de celosía (piezas de barro cocido o concreto con perforaciones para permitir paso de aire y luz).
- Cancelería, es decir, los marcos metálicos de puertas y ventanas.
- Vidrios de ventanearía, así como puertas y ventanas de diversos materiales.
- Materiales de recubrimiento de pisos y muros como yeso, azulejos, mosaicos, o recubrimientos de piedra para muros.
- Plafones en el techo.

- Elementos prefabricados de fachada, cornisas o elementos decorativos.
- Pretilos o parapetos, así como barandales.
- Tanques de agua o gas en azoteas.
- Cualquier otro elemento permanente en la construcción y que no sea elemento estructural (CENAPRED, 2007).

### **1.2.1. Equipos**

- Equipos fijos: Equipos que están sujetos rígidamente a la estructura. Estos se tomarán como carga muerta.
- Equipos pesados: Según AGIES NSE 4-10 estos son “equipos fijos cuyo peso exceda al 50 % de la provisión de carga viva concentrada alterna especificada en el capítulo 3 de NSE 2 deberán ser tomados específicamente en cuenta y decidir si son carga muerta o carga viva”. (AGIES, 2018, pág. 15)

### **1.2.2. Instalaciones**

Instalaciones sujetas rígidamente a la estructura, como: Cielo falso, instalaciones sanitarias y pluviales, instalaciones hidráulicas, etc. Estas se tomarán como carga muerta. (ASCE/SEI 7-10, 2010) .

### **1.2.3. Componentes arquitectónicos**

Se describen a continuación los principales componentes arquitectónicos que se pueden encontrar dentro de un edificio.

#### **1.2.3.1. Muros de tabla yeso o drywall**

Utilizado para la ejecución de tabiques interiores y revestimientos de techos y paredes. La tabla I da una clasificación general de este tipo de muros.

Tabla I. Usos de la tabla yeso

Aplicación de las planchas	Espesor recomendado en mm					
	Tipo Normal		Alta resistencia al fuego		Alta resistencia a la humedad	
	9.6	12.7	12.7	15.9	12.7	15.9
Muros Interiores (capa sencilla)						
Sobre muros existentes	X					
Mampostería (forrada)		X	X	X		
Bastidor de madera		X	X	X	X	X
Bastidor metálico		X	X	X	X	X
Concreto (directo)		X			X	X
Interior de muros exteriores (capa sencilla)						
Mampostería (forrada)		X	X	X	X	X
Bastidor metálico		X	X	X	X	X
Placas aislantes rígidas		X			X	X
Cielos falsos (capa sencilla)						
Bastidor de madera	X	X	X	X		
Bastidor metálico	X	X	X	X		

Fuente: Archila. (2004). *Métodos para construcción de vivienda, utilizando materiales tecnológicos actuales: electropanel, tabla yeso, fibrocemento y fibroyeso.*

### 1.2.3.2. Muros de electro panel

Están compuesto por mortero y capas de malla de alambre. En casas de un nivel este tipo de muro puede actuar como elemento estructural. Si la casa es de dos niveles se necesita refuerzo adicional. En edificios este tipo de muro puede usarse como tabique. La tabla II muestra las propiedades físicas del electro panel.

Tabla II. **Propiedades físicas del electro panel**

<b>Propiedades generales</b>	<b>Unidad</b>	<b>Valor</b>
<b>Sin mortero</b>		
Ancho	M	1.220
Largo	M	2.440
Espesor	M	0.076
Diámetro de alambre calibre 14	Mm	2.000
Área del alambre calibre 14	cm <sup>2</sup>	0.032
Esfuerzo de fluencia en el alambre del panel Fy	Kg/cm <sup>2</sup>	3937
Esfuerzo de fluencia en el acero de refuerzo Fy	Kg/cm <sup>2</sup>	4220
Módulo de elasticidad del alambre	Kg/cm <sup>2</sup>	2030000
Peso del panel	Ka	4.20
Esfuerzo permisible del alambre al cortante fa	Kg/cm <sup>2</sup>	1396
Densidad de la espuma	kg/m <sup>3</sup>	12 a 15
Esfuerzo a compresión de la espuma	Kg/cm <sup>2</sup>	1.1a 1.4
Esfuerzo al cortante de la espuma	Kg/cm <sup>2</sup>	7.0 a 8.0
Resistencia a la flexión de la espuma	Kg/cm <sup>2</sup>	2.0 a 3.0
<b>Absorción de agua (sumergido)</b>		
Después de 8 días	% en volumen	65
Después de 1 año	% en volumen	5
Módulo de elasticidad de la espuma	Kg/cm <sup>2</sup>	40
<b>Con mortero</b>		
Resistencia mínima a compresión con mortero 1:3	Kg/cm <sup>2</sup>	70
Módulo de elasticidad del mortero con proporción 1:3	Kg/cm <sup>2</sup>	137719
Resistencia a compresión del concreto con agregado máximo de 1/2 (losas)	Kg/cm <sup>2</sup>	150

Fuente: Archila. (2004). *Métodos para construcción de vivienda, utilizando materiales tecnológicos actuales: electropanel, tabla yeso, fibrocemento y fibroyeso.*

### **1.2.3.3. Muros de mampostería**

“Los muros de mampostería es un sistema de construcción común, se realiza mediante la disposición ordenada elementos que van mampuestos tales como el block o ladrillo, cuyas dimensiones son pequeñas, al compararse con el elemento que se va a construir”. (Ramírez, 2009, p. 12)

Se define mampostería confinada como

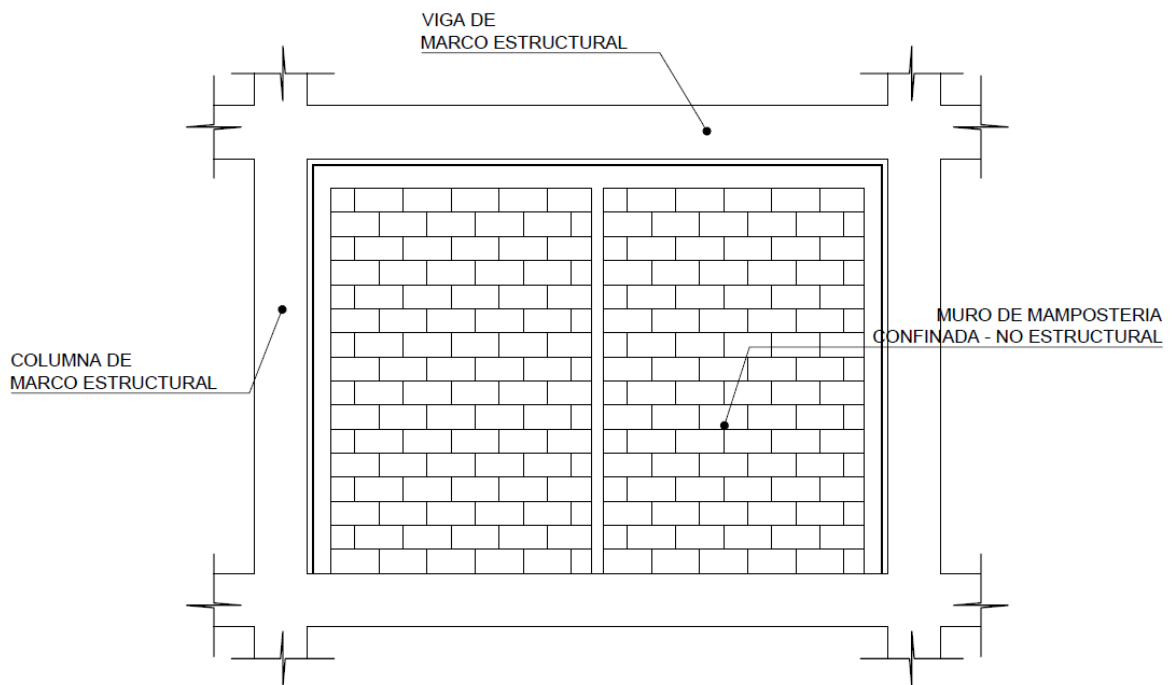
El término mampostería confinada es ampliamente aceptado en América Latina para designar el sistema constructivo de interés. Al emplearlo, se debe sobreentender que no son las unidades de mampostería la que están lateralmente confinadas en el sentido riguroso de la palabra. Son los paños de levantado de mampostería los que están confinados en el plano del paño por recuadros de mochetas verticales y soleras horizontales. Las unidades de mayor uso en nuestro medio son los bloques de concreto y los ladrillos de barro cocido. (NSE-7.4-18, 2018, p. 6)

La norma AGIES indica que “las unidades perforadas pueden tener hasta un 65 % de vacíos, medido en un plano paralelo al plano sobre el cual se sienta” (NSE-7.4-18, 2018, p. 5)

En cuanto a las celdas que se usen AGIES indica que “para colocar barras de refuerzo no pueden tener ninguna dimensión menor de 50 mm ni áreas menores de 30.0 cm<sup>2</sup>. La pared entre celdas debe tener un espesor mayor que 13 mm y la pared exterior debe tener un espesor mayor o igual a 25 mm” (NSE-7.4-18, 2018, p. 5).

Por otra parte, AGIES indica que ladrillos de barro cocido “deben colocarse totalmente humedecidos con agua; y, por el contrario, los bloques de concreto deben colocarse totalmente secos “ (NSE-7.4-18, 2018, p. 7).

Figura 6. **Muro de mampostería no estructural confinado**



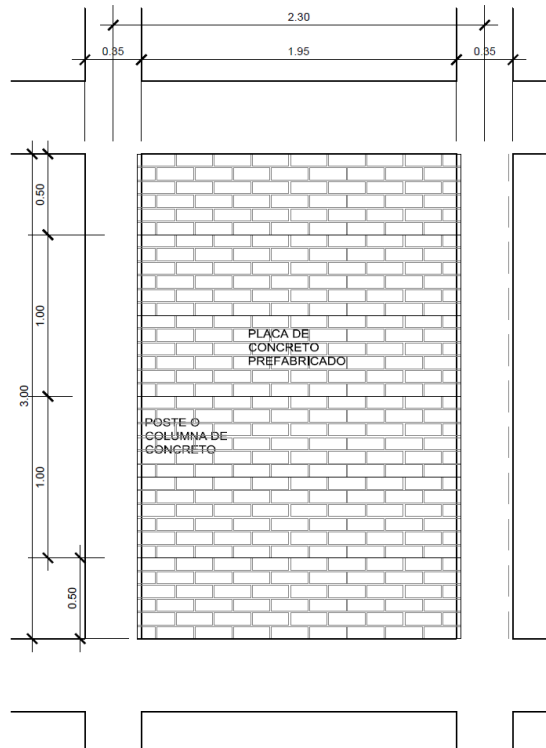
Fuente: elaboración propia utilizando AutoCAD.

#### 1.2.3.4. Muros prefabricados de concreto

Los muros prefabricados de concreto son componentes muy utilizadas en fachadas de edificios, cuya fabricación debe cumplir con los requerimientos del ACI 318–14, los cuales son previamente fabricados antes de ser colocados en obra, ver figura 7.



Figura 7. Elementos prefabricados de concreto



Fuente: elaboración propia utilizando AutoCAD.

### 1.3. Tipología de los muros de mampostería

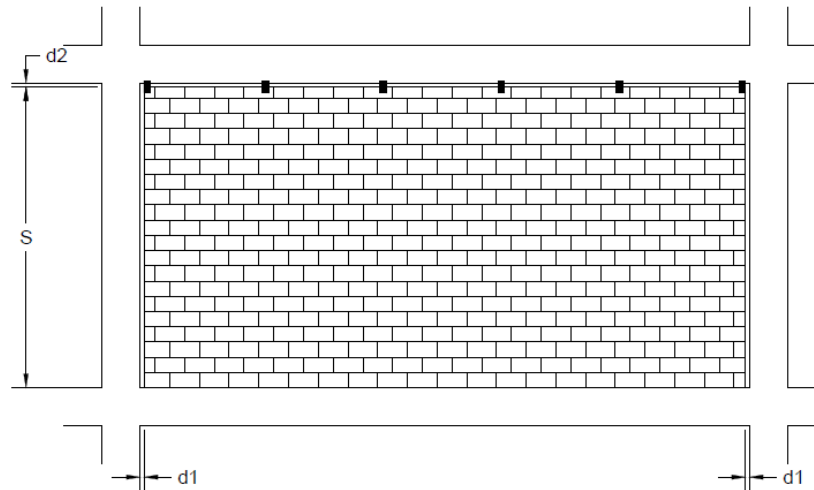
A continuación, se da una breve descripción de las diferentes tipologías de los muros de mampostería más utilizados dentro de las edificaciones.

#### 1.3.1. Muros de mampostería no estructural

Estos muros no estructurales o tabiques no van anclados rígidamente a la estructura, sino que tienen una junta elástica a los costados, de como mínimo igual a la deriva permitida en ese nivel, lo cual se logra colocando un elemento flexible en las juntas. Estos deben permitir que la estructura principal se desplace

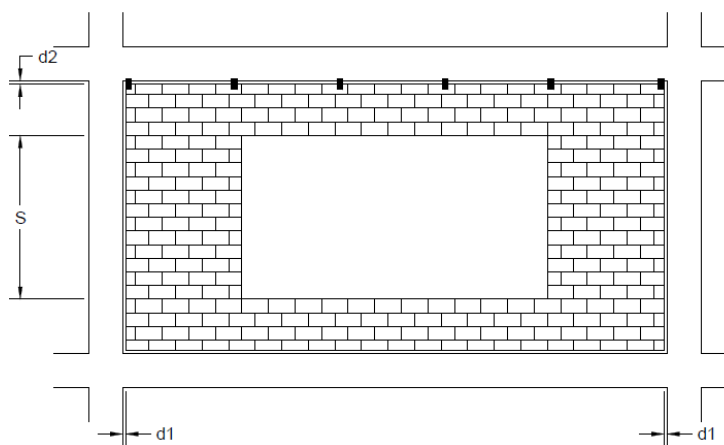
de manera independiente del muro de tal forma que no haya interacción entre ellos, sin que se transmitan cargas estáticas o dinámicas a la estructura.

**Figura 8. Ejemplo de muro de mampostería, de división o cerramiento, biapoyado enmarcado por marco de concreto armado**



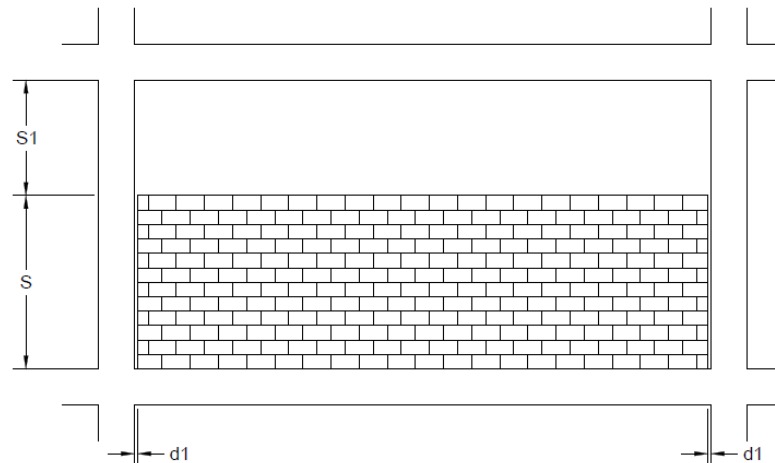
Fuente: elaboración propia utilizando AutoCAD.

**Figura 9. Ejemplo de muro de mampostería de fachada biapoyado enmarcado por marco de concreto armado**



Fuente: elaboración propia utilizando AutoCAD.

Figura 10. **Ejemplo de muro de mampostería de división o fachada, en voladizo**



Fuente: elaboración propia utilizando AutoCAD.

En la parte inferior los muros van anclados, mediante la adherencia de barra de refuerzo o con epóxico a tracción y en la parte superior llevan un anclaje móvil con el fin de permitir que la estructura principal se mueva de manera independiente del muro, de tal forma que no haya interacción entre ellos ante un evento sísmico.

Estos muros deben estar debidamente reforzados. Generalmente se usan dos sistemas estructurales: mampostería integral y mampostería confinada.

La mampostería integral es aquella que es reforzada verticalmente por elementos barra, llamados pines, que van dentro de las celdas de los bloques y horizontalmente por soleras reforzadas.

La mampostería confinada es aquella que esta reforzada verticalmente por medio de mochetas y horizontalmente por soleras reforzadas.

Las figuras, 8,9 y 10 muestran que los muros por la forma que son soportados pueden ser biapoyados o en voladizo, además por el material con que se realizan pueden ser de block de concreto o ladrillo de arcilla y por el tipo de refuerzo de acero a usar pueden ser integral o confinado.

#### **1.3.1.1. Descripción y especificación de los materiales**

Antes de determinar las especificaciones de los materiales, se tiene a bien citar lo que ITEA recalca diciendo: “Un aspecto importante de los estudios posteriores al sismo, consiste en comprender el importante papel que juega la calidad de la construcción. Los edificios dañados por los terremotos expresan invariablemente muchos ejemplos de mala calidad en la construcción”. (ITEA, 2016, pág. 17).

Esto manifiesta la importancia del porque usar materiales de buena calidad en cualquier proceso constructivo de una edificación.

Además, Amrhein (1998) especifica que los cuatro materiales principales usados en la mampostería reforzada son:

- Unidades de mampostería.
- Mortero.
- Grout.
- Acero de refuerzo.

Adicionalmente de los materiales descritos anteriormente, se tendrá que agregar para los muros de mampostería no estructurales:

- Concreto
- Sellante elástico

### 1.3.1.1.1. Block de concreto

Según AGIES el block de concreto es hecho “de una mezcla de cemento portland y arena de río o arena blanca, y algunas veces otros constituyentes (aditivos para inclusión de aire, pigmentos para coloración, impermeabilizantes, etc.)” (AGIES, 2018, pág. 18) y deben cumplir con la norma COGUANOR NTG 41054.

La NSE-7.4-18 también dice que “para muros estructurales y no estructurales la resistencia de las unidades, medido sobre el área bruta, no deben ser menores que los valores dados en la tabla 3.” (NSE-7.4-18, 2018, p. 10)

Tabla III. **Resistencia mínima del bloque sobre área bruta**

Tipo de Edificación	Resistencia sobre área bruta	
	Mpa	Kg/cm <sup>2</sup>
Viviendas de 1 nivel con techo de lámina	3.5	35
Viviendas de 1 nivel con techo de losa	3.5	35
Viviendas de 2 niveles, para paredes 1er nivel	5.0	50

Fuente: AGIES. (2018). *NSE 7.44-18, Diseño estructural de edificaciones.*

Las propiedades dadas en la tabla 3, son para los tipos de bocks disponibles en el mercado guatemalteco, utilizables también para los muros no estructurales.

AGIES recomienda que “los bloques de 90 o 100 mm de ancho no podrán usarse para propósitos estructurales, sólo podrán emplearse para tabiques o muros divisorios que no soportan carga vertical ni lateral, excepto su propio peso”. (AGIES, 2018, pág. 38)

Según COGUANOR 41054 hay 3 tipos de bock, clase A, clase B y clase C. La clase A es para uso estructural con baja absorción de humedad. La clase

B es para uso general con mediana absorción de humedad. La clase C es para uso no estructural o para viviendas de un nivel menores de 50m<sup>2</sup>.

- Resistencia a la compresión

“La resistencia mínima a utilizar para un block de concreto debe cumplir con la tabla 4 aunque se permite que el block tenga el 80 % de la resistencia que indica la tabla”. (NTG41054, 2011, p. 32)

Tabla IV. **Resistencia mínima a compresión sobre área neta**

Clase	Resistencia mínima a compresión, calculada sobre área neta del bloque kg/cm <sup>2</sup> (Mpa)	
	Promedio de 5 bloques o más	Mínimo de bloque individual
A	133.0 (13.0)	113.0 (11.1)
B	100 (9.8)	85.0 (8.3)
C	66.0 (6.5)	56.0 (5.5)

Fuente: NTG41054. (2011). *Bloques huecos de concreto para muros. Especificaciones.*

La resistencia a la compresión se deberá calcular de acuerdo a la ecuación (1.1).

$$R_n = R_b \times \frac{A_b}{A_n} \quad (\text{Ec. 1.1})$$

- R<sub>n</sub> = Resistencia a la compresión en base al área neta, en kg/cm<sup>2</sup> (Mpa)
- R<sub>b</sub> = Resistencia a la compresión en base al área total o bruta, en kg/cm<sup>2</sup> (Mpa)
- A<sub>b</sub> = Área bruta, en centímetros cuadrados, calculada de acuerdo con 3.3

- $An$  = Área neta, en centímetros cuadrados, calculada de acuerdo con 3.4 y 9.5

- Dimensiones

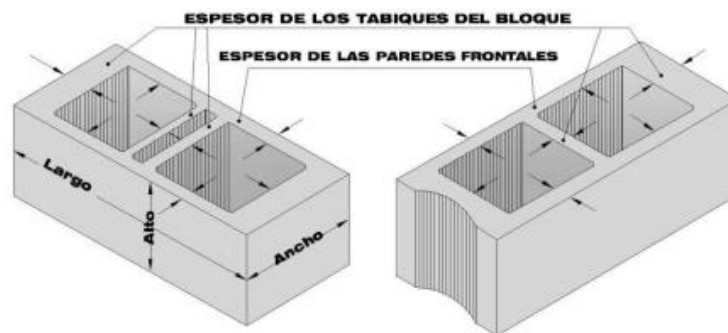
Las medidas de los bloques deberán cumplir con la tabla 8 y podrán tener una variación de máxima de  $\pm 3\text{mm}$ . (NTG41054, 2011)

Tabla V. **Medidas principales normales de los bloques huecos de concreto**

USO	Medidas nominales o principales modulares (centímetros)			Medidas principales reales (centímetros)		
	Ancho	Alto	Largo	Ancho	Alto	Largo
Bloque de muro	20	20	40	19	19	39
	15	20	40	14	19	39
Medio bloque de muro	20	20	20	19	19	19
	15	20	20	14	19	19
Bloque de tabique	10	20	40	9	19	39
Medio bloque de tabique	10	20	20	9	19	19

Fuente: NTG41054. (2011). *Bloques huecos de concreto para muros. Especificaciones.*

Figura 11. **Block de concreto**



Fuente: Chorro *et al.* (2004). *Imagen reproducida bajo licencia Creative Commons Atribución-NoComercial-NoDerivadas (CC BY-NC-ND)*

### 1.3.1.1.2. Ladrillos de arcilla

AGIES los define como “unidades hechas básicamente de barro o arcilla con o sin adición de otros materiales, moldeada o extraída en forma rectangular, con o sin agujeros y endurecida a altas temperaturas hasta su fusión incipiente”. (AGIES, 2018, pág. 38)

### 1.3.1.1.3. Morteros

Según AGIES NSE 4-10 “son los materiales que sirven de liga entre las unidades de mampostería. Deben cumplir con la norma ASTM C270. Los espesores para las juntas verticales y horizontales varían entre 7 mm a 13 mm, siendo el promedio ideal del orden de 10mm”. (AGIES, 2018, pág. 39)

En la tabla VI se muestran las proporciones del mortero por volumen:

Tabla VI. **Proporciones del mortero por volumen**

Tipo de mortero	Partes de cemento por volumen	Partes de cal por volumen	Resistencia mínima promedio a compresión a 28 días MPa kg/cm <sup>2</sup>	Retención mínima de agua (%)	Arena
M	1	¼	17.5 175.0	75	No menor que 2.25 y no mayor que 3.5 veces la suma de los volúmenes de cemento y cal
S	1	De ¼ a ½	12.5 125.0	75	
Sa	1	1	7.0 70.0	75	
N	1	De ½ a 1 ¼	5.3 53.0	75	

Fuente: AGIES. (2010). *Normas de Seguridad Estructural. Requisitos prescriptivos para viviendas y edificaciones menores de uno y dos niveles.*



En levantados de mampostería, AGIES recomienda que la resistencia a la compresión del mortero a utilizar debe estar “en función de la resistencia sobre el área bruta de la unidad de bloque a utilizar” (AGIES, 2018, pág. 40), por lo que propone la siguiente tabla como guía:

Tabla VII. **Guía para compatibilidad de resistencia de mortero de pega**

Unidad de mampostería de referencia	Tipo de Mortero			Resistencia de referencia en kg/cm <sup>2</sup>
	M	S	N	
Block Clase A (140 kg/cm <sup>2</sup> )	si	Posible	no	185 - 125
Block Clase B (100 kg/cm <sup>2</sup> )	posible	Si	no	135 - 90
Block Clase C (70 kg/cm <sup>2</sup> )	no	Si	no	95 - 65
Block Clase D (50 kg/cm <sup>2</sup> )	no	Si	no	65 - 45
ladrillo extrudido de 150 kg/cm <sup>2</sup>	si	Posible	no	200 - 135
ladrillo artesanal de 35 kg/cm <sup>2</sup>	no	establecer	no	45 - 30

Fuente: AGIES. (2018). *NSE 7.44-18, Diseño estructural de edificaciones.*

#### 1.3.1.1.4. Grout, concreto fluido

Se define como “una mezcla de cemento, arena, grava fina y la cantidad de agua necesaria para proporcionar una mezcla fluida, que permita su colocación dentro de las celdas de la mampostería alrededor del acero de refuerzo”. (AGIES, 2018, pág. 40)

Según el tamaño nominal máximo de los agregados, el “grout” se clasifica como fino o grueso y se utilizan dependiendo de los espacios libres existentes. Para el grout fino no debe exceder los 6.5 mm y para el grout grueso los 13 mm

### 1.3.1.1.5. Acero de refuerzo

Se utiliza para estribos, eslabones y refuerzo de cortante vertical y horizontal, regularmente se utilizan varillas o mallas electrosoldadas hasta Grado 75. (NSE-7.4-18, 2018)

Los diámetros de acero de refuerzo más utilizados en la construcción de vivienda y edificaciones pequeñas son:

Tabla VIII. **Número y diámetro de barra**

<b>Número</b>	<b>Diámetro (pulg) (mm)</b>	<b>Observaciones</b>
2	¼ (6.4)	Usado para los estribos de soleras, mochetas y cimientos trapezoidales
3	3/8 (9.5)	Usado para el refuerzo longitudinal de cimientos, soleras, mochetas, y para estribos de vigas y columnas
4	½ (12.7)	Usado para refuerzo longitudinal de vigas, columnas, soleras, mochetas, cimientos y zapatas

Fuente: AGIES. (2010). *Normas de Seguridad Estructural. Requisitos prescriptivos para viviendas y edificaciones menores de uno y dos niveles.*

El acero de refuerzo utilizado en los muros de mampostería no estructurales es el mismo indicado anteriormente por que tiene que llenar las mismas especificaciones y recomendaciones, tanto para las varillas del refuerzo vertical, el refuerzo horizontal como para los anclajes necesarios a la estructura principal, ya sea aplicados en las vigas o las losas.

### 1.3.1.1.6. Concreto

Este material es utilizado para la construcción de las mochetas y soleras. AGIES en la norma NSE-7.4-18 indica que el concreto utilizado “puede ser de

resistencias bajas entre 170 y 200 kg/cm<sup>2</sup> y podrán ser dosificados y mezclados en obra, aunque se recomienda el uso de mezclas pre-dosificadas". (AGIES, 2018, pág. 40)

#### **1.3.1.1.7. Sellante elástico**

Para la realización de esta separación entre muros de mampostería y estructura principal, los materiales que usualmente se usan son: planchas de duroport, bloques de duroport, espuma de poliuretano, silicón u otro material elástico parecido.

El poliestireno expandido es material plástico celular y rígido, compuesto por un 95 % de poliestireno y 5 % de aire. Las propiedades fisicoquímicas que caracterizan a este material para el uso en la construcción, (Rossal y Recinos, 2015).

La espuma de poliuretano se forma a partir de la reacción química entre Polioliol y un isocianato, además de otros aditivos. Esta reacción libera dióxido de carbono, el cual forma las burbujas. (García, 2010)



## **2. ANÁLISIS SISMORRESISTENTE DE LOS MUROS NO ESTRUCTURALES DE MAMPOSTERÍA**

El análisis consiste en determinar las fuerzas externas que actúan sobre los componentes no estructurales, con base en los parámetros de amenaza sísmica y según las normas de análisis sismo-resistente, con el objeto de calcular las fuerzas internas, esfuerzos, flechas y deformaciones.

Este estudio sigue los requisitos del capítulo 13 del ASCE 7-10 (Requerimientos de análisis y diseño sísmico para componentes no estructurales), porque a la fecha en Guatemala, las normas aún no incluyen una sección específica que regule el análisis bajo cargas de sismo para los muros no estructurales en edificios de varios niveles. Debido a que la normativa guatemalteca está desarrollada en base al ASCE 7-10, es posible adaptar el capítulo 13 para estos componentes en Guatemala.

Los requisitos que se deben cumplir para analizar un muro no estructural dentro de una edificación son los siguientes:

- Debe soportar las aceleraciones de la estructura
- No debe interactuar con la estructura principal
- Los refuerzos deben analizarse y diseñarse vertical y horizontalmente.
- El anclaje del muro debe estar debidamente analizado y diseñado.
- Los desplazamientos y derivas del muro deben estar debidamente calculados para realizar el aislamiento adecuado de la estructura principal.

### **2.1. Determinación de la amenaza sísmica**

La determinación de la amenaza sísmica depende de ciertos factores, los cuales se describen a continuación.

### 2.1.1. Importancia de la obra o clasificación de obra

Para este fin, se toma en consideración la categoría de ocupación y la importancia del edificio ubicado en la ciudad de Guatemala. Según AGIES, su determinación se basa en la sección 3.1 de la NSE 1.

Tabla IX. Clasificación de obras

Categoría Ocupacional	Característica de Obra	Grado de Desempeño mínimo
I	<p>Obras Utilitarias: Son las obras que albergan personas de manera incidental, y que no tienen instalaciones de estar, de trabajo o no son habitables; obras auxiliares de infraestructura.</p> <p>Pertenece a esta categoría obras como las siguientes:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Instalaciones agrícolas o industriales de ocupación incidental</li> <li>• Bodegas que no deban clasificarse como obras importantes</li> <li>• Obras auxiliares de redes de infraestructura de ocupación incidental que de fallar no interrumpan el funcionamiento del sistema</li> </ul> <p>En caso de duda, este tipo de obras deberán clasificarse como ordinaria.</p>	SUPERIOR
II	<p>Obras Ordinarias: Son las obras que no están en las categorías I, III o IV y que tienen una carga de ocupación inferior a 300 personas</p> <p>Edificaciones con carga de ocupación entre 300 y 350 personas deberán cumplir con los lineamientos de categoría importante, sin embargo, el factor Kd, especificado en la Sección 4.5.5 de la NSE 2, podrá interpolarse linealmente entre los valores especificados para obra ordinaria e importante.</p>	SUPERIOR
III	<p>Obras Importantes: Son las que albergan o pueden afectar a gran cantidad de personas; aquellas donde los ocupantes estén restringidos a desplazarse; las que prestan servicios importantes (pero no esenciales después de un desastre) a gran número de personas o entidades; obras que albergan valores culturales reconocidos.</p> <p>En esta categoría están incluidas las siguientes obras, aunque no están limitadas necesariamente a estas:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Obras y edificaciones gubernamentales que no son esenciales</li> <li>• Edificios educativos y guarderías públicas y privadas</li> <li>• Instalaciones de salud públicas y privadas que no clasifiquen como esenciales</li> <li>• Garajes de vehículos de emergencia</li> </ul>	BUENO

Continuación tabla IX.

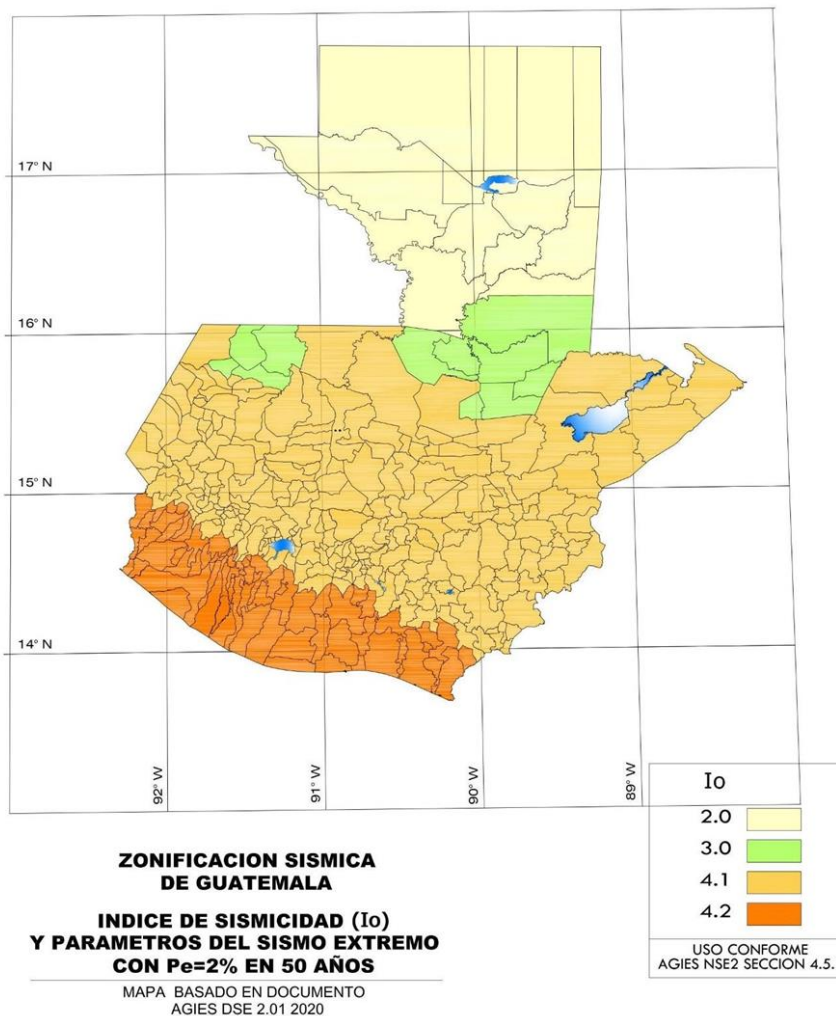
Categoría Ocupacional	Característica de Obra	Grado de Desempeño mínimo
	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Prisiones</li> <li>• Museos</li> <li>• Edificaciones con una carga de ocupación mayor a 350 personas (calculada con los factores de la Tabla 3.1.7-1)</li> <li>• Graderíos al aire libre que excedan la carga de ocupación indicada en la Tabla 3.1.7-1</li> <li>• Obras de infraestructura que no sean esenciales incluyendo subestaciones eléctricas, líneas de alto voltaje, circuitos principales de agua, drenajes colectores, puentes de carretera, centrales de telecomunicaciones</li> </ul>	
IV	<p>Obras Esenciales: Son las que deben permanecer en operación continua durante y después de un siniestro.</p> <p>Se incluyen en esta categoría las obras estatales o privadas especificadas a continuación, aunque no están limitadas a ellas:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Instalaciones de salud con servicios de emergencia, de cuidado intensivo, Instalaciones de defensa civil, bomberos, policía y de comunicaciones asociadas con la atención de desastres</li> <li>• Centrales telefónicas, de telecomunicación y de radiodifusión</li> <li>• Aeropuertos, hangares de aeronaves, estaciones ferroviarias y sistemas masivos de transporte</li> <li>• Plantas de energía e instalaciones para la operación continua de las obras que clasifiquen como esenciales</li> <li>• Líneas troncales de transmisión eléctrica y sus centrales de operación y control</li> <li>• Salas de neonatología o quirófanos; los hospitales de día pueden exceptuarse</li> <li>• Instalaciones de captación y tratamiento de agua y sus centrales de operación y control</li> <li>• Estructuras que formen parte de sistemas contra incendio en obras esenciales</li> <li>• Estructuras que contengan agentes explosivos, tóxicos o dañinos para el público</li> <li>• Puentes sobre Rutas Centroamericanas y aquellas que la autoridad competente considere</li> <li>• Instalaciones específicamente diseñadas como refugios para emergencias</li> <li>• Instalaciones de importancia estratégica para la seguridad nacional</li> <li>• Aquellas obras que las autoridades estatales o municipales específicamente declaren como esenciales</li> </ul>	BAJO

Fuente: AGIES. (2018). *NSE 3-18, Diseño estructural de edificaciones.*

## 2.1.2. Determinación del índice de sismicidad y coeficiente de aceleración del lugar

Debido a que este estudio contempla edificios ubicados en la ciudad de Guatemala, los parámetros se determinan a partir del mapa de zonificación sísmica de la sección 4.5.1 de AGIES NSE 2, ilustrado en la figura 16.

Figura 12. Mapa de zonificación sísmica de Guatemala



Fuente: AGIES. (2018). NSE 3-18, *Diseño estructural de edificaciones*.



Índice de sismicidad:  $I_o = 4.2$

Ordenada espectral de periodo corto:  $S_{cr} = 1.50g$

Ordenada espectral con periodo de 1 segundo:  $S_{1r} = 0.55g$

### 2.1.3. Ajuste por clase de sitio

Según la NSE 2 de AGIES la clase de sitio se define conforme a la sección 4.3 de acuerdo con el perfil del suelo que cubra el basamento del sitio. AGIES indica que “el valor de  $S_{cr}$  y  $S_{1r}$  deberá ser ajustado conforme a la clase de sitio”. (AGIES, 2018, pág. 13)

Tabla X. Coeficientes de sitio  $F_a$

CLASE DE SITIO	INDICE DE SISMICIDAD						
	2.1	2.2	3.1	3.2	4.1	4.2	4.3
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0		
C	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2		
D	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0		
E	1.7	1.3	1.1	1.0	0.9		
F	Se requiere evaluación específica - Ver sección 4.4						

Fuente: AGIES. (2018). NSE 3-18, Diseño estructural de edificaciones.

Tabla XI. Coeficientes de sitio  $F_v$

CLASE DE SITIO	INDICE DE SISMICIDAD						
	2.1	2.2	3.1	3.2	4.1	4.2	4.3
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0		
C	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4		
D	2.2	2.0	1.9	1.8	1.7		
E	3.3	2.8	2.6	2.4	2.2		
F	Se requiere evaluación específica - Ver sección 4.4						

Fuente: AGIES. (2018). NSE 3-18, Diseño estructural de edificaciones.

$$S_{cs} = S_{cr} * F_a \quad (\text{Ec. 2.1})$$

$$S_{1s} = S_{1r} * F_v \quad (\text{Ec. 2.2})$$

Donde:

$S_{cs}$  = Ordenada espectral del sismo extremo en el sitio de interés para estructuras con periodo de vibración corto.

$S_{1s}$  = Ordenada espectral correspondiente a períodos de 1 segundo.

$F_a$  = Coeficiente de sitio para períodos de vibración corto.

$F_v$  = Coeficiente de sitio para períodos largos.

#### 2.1.4. Ajuste por intensidad sísmica especial

Para el ajuste de la intensidad sísmica especial se tomarán en cuenta en la forma genérica de acuerdo con las ecuaciones dadas después de las siguientes tablas, extraídas de la NSE 2 de AGIES sección 4.6.

Tabla XII. Factor  $N_a$  para períodos cortos de vibración

TIPO DE FUENTE	DISTANCIA HORIZONTAL MÁS CERCANA A FUENTE SÍSMICA		
	≤ 2 km	5 km	≥ 10 km
A	1.0	1.0	1.0
B	1.0	1.0	1.0
C	1.5	1.5	1.5

Fuente: AGIES. (2018). NSE 3-18, *Diseño estructural de edificaciones*.

Tabla XIII. **Factor  $N_v$  para períodos largos de vibración**

TIPO DE FUENTE	DISTANCIA HORIZONTAL MÁS CERCANA A FUENTE SÍSMICA			
	$\leq 2$ km	5 km	10 km	$\geq 15$ km
A	1.4	1.2	1.1	1.0
B	1.2	1.1	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0	1.0

Fuente: AGIES. (2018). *NSE 3-18, Diseño estructural de edificaciones.*

$$S_{cs} = S_{cr} * F_a * N_a \quad (\text{Ec. 2.3})$$

$$S_{1s} = S_{1r} * F_v * N_v \quad (\text{Ec. 2.4})$$

Donde:  $N_a$  y  $N_v$  son los factores que aplican por proximidad de las amenazas especiales.

### 2.1.5. Nivel de protección sísmica (NPS) y sismo de diseño

El nivel de protección sísmica incidirá en la selección del espectro sísmico de diseño.

Además, alcanza los objetivos de la sección 1.4.1 de la norma NSE 1, se establece en la tabla XIV en función del índice de sismicidad ( $I_o$ ) y la clasificación de obra.

Tabla XIV. Nivel de protección sísmica y probabilidad del sismo de diseño

ÍNDICE DE SISMICIDAD $I_o$	CLASE DE OBRA			
	ESENCIAL	IMPORTANTE	ORDINARIA	UTILITARIA
4	E	D	D	C
3	D	C	C	B
2	C	B	B	A
Probabilidad de exceder un sismo de diseño	5% en 50 años	5% en 50 años	10% en 50 años	Sismo mínimo

Fuente: AGIES. (2018). NSE 3-18, Diseño estructural de edificaciones.

### 2.1.6. Factor de escala ( $K_d$ ) en base a sismo de diseño

Esto se refiere a la probabilidad de ocurrencia del sismo de diseño de acuerdo con el nivel de protección sísmica requerido, se determina de acuerdo con la siguiente tabla.

Tabla XV. Tipo de sismos para análisis estructural

PROBABILIDAD	TIPO DE SISMO	$K_d$
10% en 50 años	ORDINARIO	0.66
5% en 50 años	SEVERO	0.8
2% en 50 años	EXTREMO	1
No Aplica	MÍNIMO	0.55

Fuente: AGIES. (2018). NSE 3-18, Diseño estructural de edificaciones.

El factor  $K_d$  se deduce según ASCE 7-10 del factor de importancia  $I$  y se relaciona de esta forma: Si se toma el valor de 1,  $K_d = (2/3)*(1) = 0.66$  y si  $I = 1.2$  se obtendrá  $K_d = (2/3) (1.2) = 0.80$ .

### 2.1.7. Desarrollo de espectro de diseño

En base a los parámetros anteriores se puede construir, el espectro de diseño según NSE 3, sección 4.3.

Ordenadas espectrales  $S_a(T)$

$$S_a(T) = S_{cd} \quad \text{cuando} \quad T_0 \leq T \leq T_s \quad (\text{Ec. 2.5})$$

$$S_a(T) = \frac{S_{1d}}{T} \leq S_{cd} \quad \text{cuando} \quad T \geq T_s \quad (\text{Ec. 2.6})$$

$$S_a(T) = S_{cd} \left( 0.4 + \frac{0.6T}{T_0} \right) \quad \text{cuando} \quad T < T_0 \quad (\text{Ec. 2.7})$$

Período  $T_s$  que separa los períodos cortos de los largos:

$$T_s = S_{1s}/S_{cd} \quad (\text{Ec. 2.8})$$

Período  $T_0$  que define el inicio de la meseta de períodos cortos del espectro:

$$T_0 = 0.2T_s \quad (\text{Ec. 2.9})$$

Nota: El valor  $S_{DS}$  al que hace referencia ASCE 7-10 corresponde al valor  $S_{cd}$  de AGIES.

## 2.2. Determinación de fuerza sísmica de diseño ( $F_p$ )

De acuerdo con el Reglamento Americano de la Sociedad de Ingenieros Civiles (ASCE 7-10) en su capítulo 13, indica la forma de analizar los muros no estructurales que son afectados por una fuerza sísmica horizontal  $F_p$ .

$F_p$  se aplica se aplica a la altura media del muro, ya que regularmente es donde se ubica el centro de gravedad, se determina utilizando la siguiente ecuación.

$$F_p = \frac{0.4a_p S_{DS} W_p}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \left(1 + 2 \frac{Z(x)}{H}\right) \quad (\text{Ec. 2.10})$$

No se requiere que  $F_p$  sea mayor a:

$$F_{p(\max)} = 1.6 S_{DS} I_p W_p \quad (\text{Ec. 2.11})$$

Ni  $F_p$  debe ser menor que:

$$F_{p(\min)} = 0.3 S_{DS} I_p W_p \quad (\text{Ec. 2.12})$$

Donde:

- $a_p$  = Factor de ampliación del componente que varía de 1.00 a 2.5 (el valor apropiado se selecciona de acuerdo con la tabla 13.5-1 de ASCE 7/10.
- $F_p$  = Fuerza sísmica horizontal de diseño del componente no estructural.
- $H$  = Altura promedio del nivel de techo de la estructura con respecto a la base
- $I_p$  = Factor de importancia del componente que varía de 1.00 a 1.5.
- $R_p$  = Factor de modificación del componente que va de 1.00 a 12.
- $S_{DS}$  = Aceleración espectral, periodo corto, como determinado en sección 2.1
- $W_p$  = Peso del componente, en condiciones de operación

$Z_{(x)}$  = Altura del punto de fijación del componente en la estructura con respecto a la base. Para componentes ubicados en el nivel de la base o bajo ella, se debe considerar  $z_{(x)} = 0$ . No es necesario considerar valores de  $Z_{(x)}/H$  mayores que 1.0.

El ASCE 7, permite una forma alternativa para determinar la fuerza sísmica de diseño del componente, a través de la siguiente ecuación

$$F_p = \frac{a_i a_p W_p}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} (A_x) \quad (\text{Ec. 2.13})$$

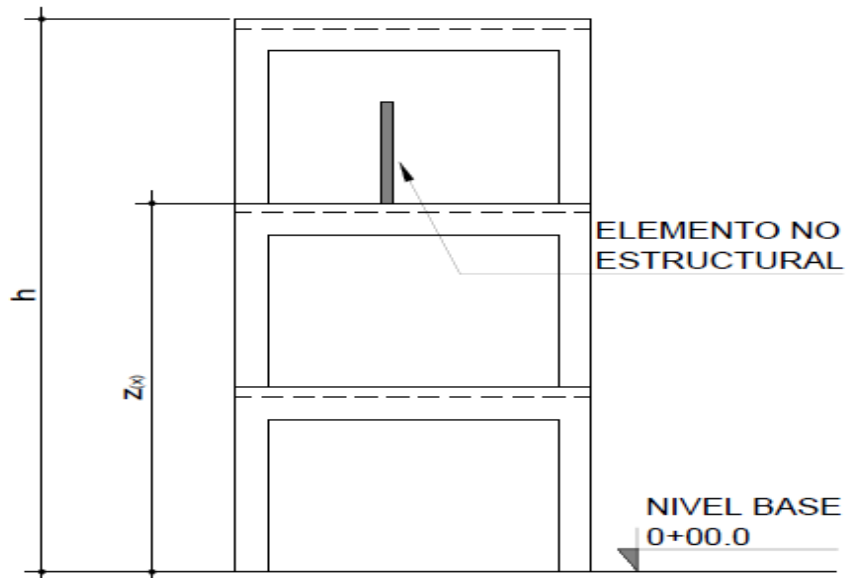
Donde:

$a_i$  = Aceleración en el nivel  $i$  del análisis modal a través de sección 12.9 del ASCE 7 (Con  $R=1.00$ ).

$A_x$  = Factor de amplificación torsional.

El uso de esta ecuación puede conllevar a una  $F_p$  significativamente menor, especialmente en los niveles medios y superiores del marco resistente a momento con tres o más niveles, pero requiere de un esfuerzo computacional mucho mayor, que resulta impráctico. (NEHRP, 2015)

Figura 13. **Medidas necesarias para el cálculo de las fuerzas de diseño**

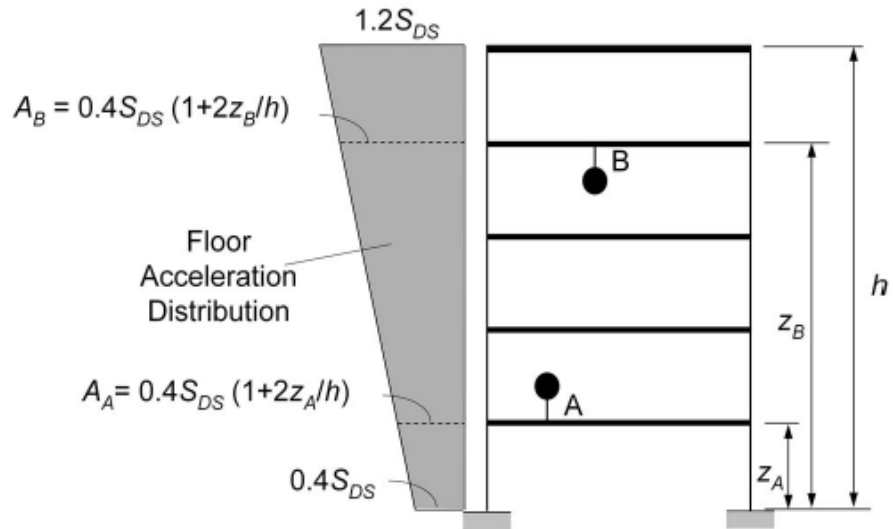


Fuente: elaboración propia utilizando AutoCAD.

La fuerza por nivel representa una distribución trapezoidal de las aceleraciones dentro de una estructura, variando linealmente desde la aceleración en el piso o base (tomado como  $0.4S_{cd}$ ) a la aceleración en el piso ( $1.2S_{cd}$ ). La aceleración del nivel base es idealizada que sea la misma aceleración empleada como ingreso de diseño para la misma estructura, incluyendo así los efectos de sitio. La aceleración de cubierta está establecida como tres veces la aceleración del piso acorde a observaciones de datos de grabaciones dentro de estructuras para edificaciones de corta y moderada altura.



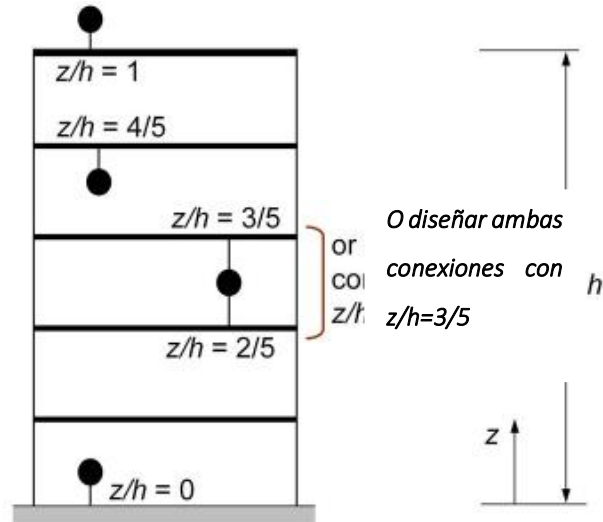
Figura 14. Distribución de las fuerzas  $F_p$  por nivel



Fuente: NEHRP. (2015). *Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures*.

El principio básico para el diseño de la fuerza  $F_p$  consiste en ubicar dentro de la estructura la ubicación del anclaje, ya que la fuerza varía en función de donde se ubica la fijación del componente no estructural, si se posee una edificación de cinco pisos, que poseen una altura equitativamente distribuida por nivel, teniendo una altura de piso de  $H/5$ , se posee una distribución  $Z/H$  como el de la siguiente figura.

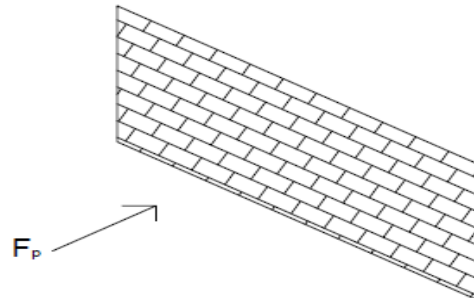
Figura 15. **Distribución de las fuerzas  $F_p$  por nivel**



Fuente: NEHRP. (2015). *Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures.*

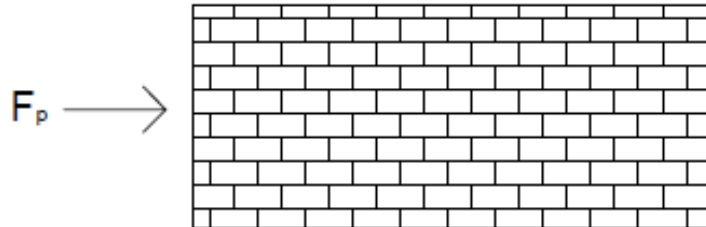
La fuerza sísmica horizontal de diseño  $F_p$  calculada con la ecuación 1, se aplica en el plano y fuera del plano usando el modelo como se indica en la figura 17 y 18

Figura 16.  **$F_p$  fuera del plano (fuerza aplicada perpendicular al área plana del muro)**



Fuente: elaboración propia utilizando AutoCAD.

Figura 17. **F<sub>p</sub> dentro del plano (fuerza F<sub>p</sub> aplicada paralela al área plana del muro, no aplica)**



Fuente: elaboración propia utilizando AutoCAD.

### 2.2.1. Factor de importancia, $I_p$

El factor de importancia del componente  $I_p$  dependerá de lo siguiente:

Tabla XVI. **Factor de importancia**

No.	Condición	Valor
1	Se requiere que el componente funcione después de un sismo para asegurar la protección de vidas humanas. Este grupo de componentes incluye sistemas de protección contra incendios, escaleras, vías de evacuación, entre otros.	1.5
2	El componente transporta, soporta o contiene materiales tóxicos, altamente tóxicos o sustancias explosivas que puedan constituir una amenaza para las personas si se produce un escape.	1.5
3	El componente está contenido, o fijado a una estructura con categoría de ocupación III o IV, según se define en NSE 3-18, AGIES.	1.5
4	El componente transporta, soporta o contiene sustancias peligrosas y está fijado a una estructura o a una parte de ella clasificada como ocupación peligrosa, según lo define NSE 3-18, AGIES.	1.5
5	A todos los demás componentes	1.0

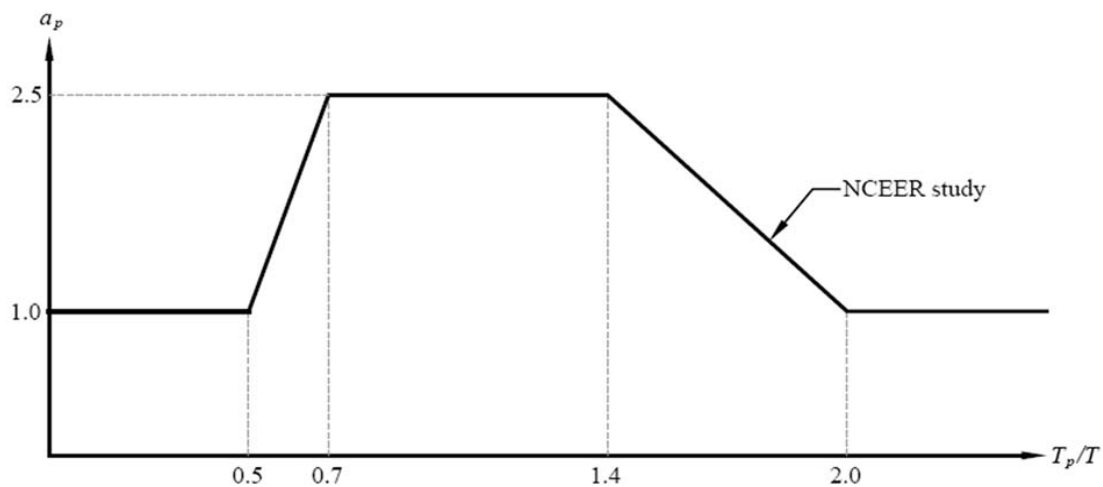
Fuente: ASCE/SEI.7-10. (2010). *Seismic Design Requirements for Nonstructural Components*.

### 2.2.2. Factor de amplificación del componente, $a_p$

Cuando un componente no estructural es sometido a fuerzas externas debido a un evento sísmico, provoca ciertas magnitudes de aceleraciones que dependen de la ubicación dentro del edificio y a fuerzas de inercia de este. Siendo estas fuerzas de inercia el producto de la aceleración por la masa.

“La fuerza que actúa en el elemento no estructural debe ser corregida por un efecto dinámico  $a_p$  que depende de las características del elemento y su tipo de apoyo” (Santafe, 1998, pág. 32)

Figura 18. Factor de amplificación del componente



Fuente: NEHRP. (2015). *Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures*.

El NEHRP afirma que los valores tabulados supuestos de  $a_p$  no pretenden impedir una mayor precisión, la determinación del factor de amplificación del componente donde el periodo fundamental de ambas estructuras está disponible, puede realizarse con la figura anterior a través de estudios del Centro Nacional para Investigaciones de Ingeniería y Terremotos -NCEER- (National Center for Earthquake Engineering Researching). Este modelo es válido si la estructura no posee modos de vibración significativamente altos.

### **2.2.3. Factor de modificación del componente, $R_p$**

Es un factor de corrección que es indicativo de la capacidad de disipación de energía del componente en el rango inelástico del anclaje, es decir de su fragilidad o ductilidad.

Un anclaje frágil es aquel que se realiza por medio de pernos de expansión, anclajes superficiales con epóxico vaciados en el sitio o colocados por medio de tiros, en donde la relación embebida y el diámetro del perno es menor a 8. Para este tipo de anclaje el valor de  $R_p = 1.5$ . Ahora los anclajes dúctiles son aquellos anclajes profundos con epóxico, vaciados en el sitio. Se denominan anclajes profundos cuando la relación entre la porción embebida y el diámetro del perno es mayor a 8. Para este tipo de anclaje el valor de  $R_p = 3.0$ . (Mejia C, 2011, pág. 42)

El valor de los factores  $a_p$  y  $R_p$  se toma según la tabla XVII como se muestra a continuación.  $R_p$  es bajo si el componente y sus soportes conforman un conjunto frágil o un conjunto que solo puede tener comportamiento elástico y es mayor a medida que se asegure que el conjunto puede tener un comportamiento inelástico.

Tabla XVII. **Coeficientes  $a_p$  y  $R_p$ , de cap. 13, ASCE 7/10**

Elementos en voladizo (arriostrados al marco sobre su centro de masa)	$a_p^1$	$R_p^2$
-Parapetos o antepechos	1.0	2.5
-Chimeneas	1.0	2.5
-Muros exteriores no estructurales	1.25	1.0
Elementos de muros exteriores no estructurales y conexiones		
-Elemento de muro	1.0	2.5
-Cuerpo de las conexiones de paneles de muro	1.0	2.5
-Conectores del sistema de conexión	1.25	1.0

Fuente: ASCE/SEI 7-10. (2010). *Seismic Design Requirements for Nonstructural Components*.

Tabla XVIII. **Comportamiento de componente no estructural**

<b>Grado</b>	<b>Característica del comportamiento</b>
<b>Superior</b>	El daño en el componente no estructural es poco y no afecta la operación de la edificación ante un sismo de diseño.
<b>Bueno</b>	El daño en el componente no estructural es del todo reparable y es probable que exista alguna interferencia con la operación de la edificación después de un sismo de diseño.
<b>Malo</b>	El daño es grave en el componente no estructural, difícil de reparar, pero no presenta desprendimiento ni colapso, ante un sismo de diseño.

Fuente: elaboración propia.

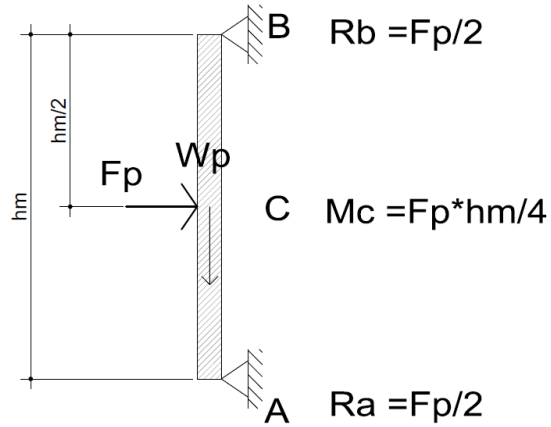
### 2.3. Determinación de fuerzas internas y de anclaje

La determinación de las fuerzas internas y de anclajes dependen del tipo de muro donde se aplica.

#### 2.3.1. Muro biapoyado

- Cálculo de Cortante (V) y Momento Flexionante:

Figura 19. **Solicitaciones en un muro biapoyado**



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD.

El cortante se define como: 
$$V = R_a = \frac{F_p}{2} \quad (\text{Ec. 2.14})$$

El Momento Flexionante se define como: 
$$M = M_c = \frac{F_p \cdot h_m}{4} \quad (\text{Ec. 2.15})$$

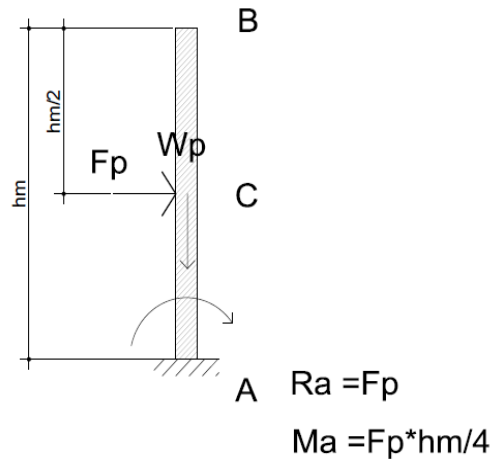
De donde:

- $h_m =$  Altura del muro
- $F_p =$  Fuerza sísmica de diseño
- $R =$  Reacción en apoyo
- $M =$  Momento máximo de diseño.
- $W_p =$  Peso del componente

### 2.3.2. Muro en voladizo

Cálculo del Cortante (V) y Momento Flexionante (M):

Figura 20. **Solicitaciones en un muro en voladizo**



Fuente: elaboración propia utilizando AutoCAD.

El cortante se define como:  $V = R_a = F_p$  (Ec. 2.16)

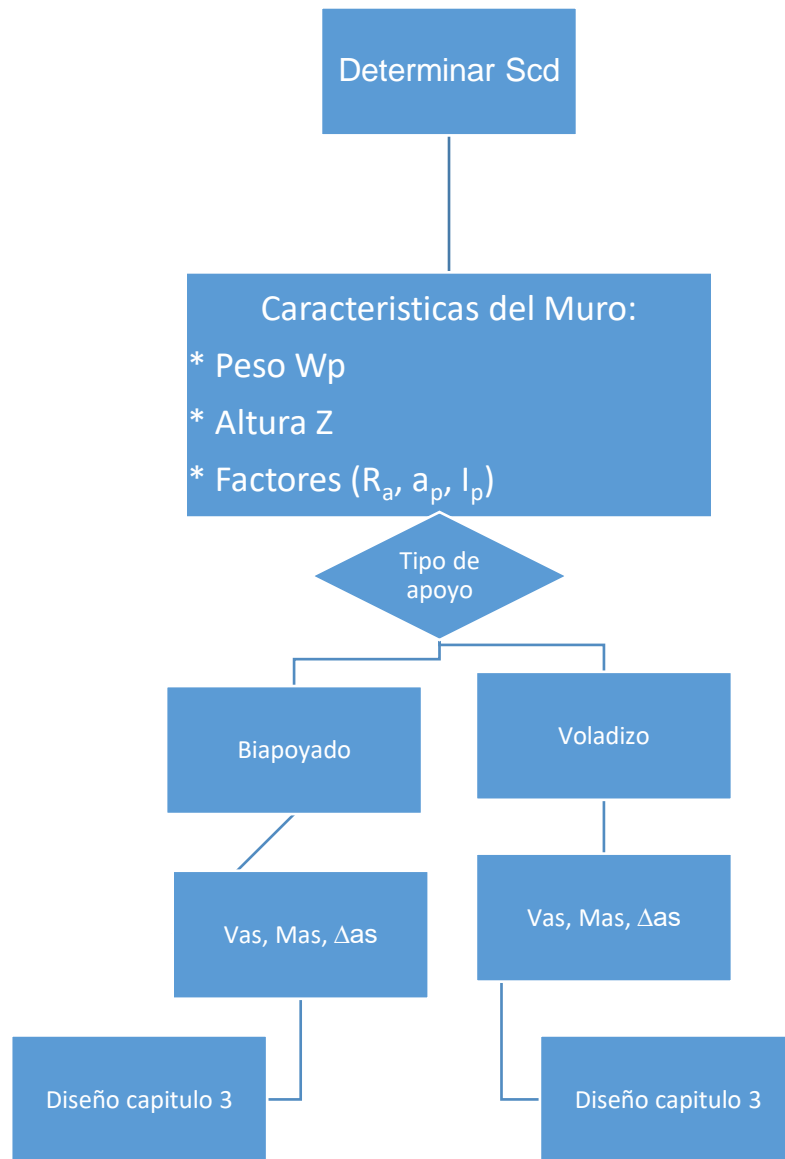
El momento Flexionante se define como  $M = M_a = F_p \cdot h_m/4$  (Ec. 2.17)

### 2.4. Diagrama de flujo para el análisis de los muros no estructurales

El análisis de los muros no estructurales puede resumirse de acuerdo con el siguiente diagrama.



Figura 21. **Solicitaciones en un muro en voladizo**



Fuente: elaboración propia.

## 2.5. Deformaciones y separación con la estructura principal

Se determinará a continuación los criterios para determinar las deformaciones y separaciones de la estructura.

### 2.5.1. Desplazamiento dentro de las estructuras

Para dos puntos de conexión en la misma estructura uno en la altura  $Z_x$  y el otro en la altura  $Z_y$ ,  $D_p$  será determinado por la ecuación 5:

$$D_p = \delta_{xA} - \delta_{yA} \quad (\text{Ec. 2.18})$$

Alternativamente,  $D_p$  es permitida para ser determinada usando procedimiento nodal de 12.9 de ASCE 07-10 usando las diferencias en deflexiones por nivel calculada para cada modo y entonces usando procedimientos de combinación apropiada,  $D_p$  no debe ser tomada más grande que:

$$D_p = \frac{(Z_x - Z_y)\Delta_{aA}}{Z_{sx}} \quad (\text{Ec. 2.19})$$

Donde:

- $D_p$  = Desplazamiento sísmico relativo
- $\delta_{xA}$  = Deflexión de la estructura A en el nivel x del edificio.
- $\delta_{yA}$  = Deflexión de la estructura A en el nivel y del edificio.
- $\delta_{yB}$  = Deflexión de la estructura B en el nivel y del edificio.
- $Z_x$  = Altura del nivel x al cual está unido el punto de conexión superior.
- $Z_y$  = Altura del nivel y al cual está unido el punto de conexión inferior.
- $Z_{sx}$  = Altura del nivel usada por definición para la deriva permisible  $\Delta_a$ .

Los desplazamientos relativos elásticos entre miembros se obtienen del análisis estructural del edificio. El límite permisible según NSE 3 sección 4.3.4, para edificaciones de mediana y gran altura.

$$\Delta_{Emax} = \frac{0.02hp}{cd} \quad \text{Para estructuras ordinarias} \quad (\text{Ec. 2.20})$$

$$\Delta_{Emax} = \frac{0.015hp}{cd} \quad \text{Para estructuras esenciales} \quad (\text{Ec. 2.21})$$

### 2.5.2. Ancho de juntas

El espaciamiento de juntas de los elementos no estructurales con el marco estructural deberá ser tal que considere como mínimo las derivas últimas máximas tolerables descritas en la NSE 3-18. Ya que la diferencia de desplazamientos entre pisos consecutivos está normalizado al ser requisito fundamental de diseño según las Normas de Seguridad Estructural, además está en función del sistema estructural, por facilidad podría utilizarse esta deriva con tal de que no sea menor de 2.00cm.

Tabla XIX. Derivas últimas máximas tolerables

Estructura	Clasificación de obra		
	Categoría II	Categoría III	Categoría IV
Edificaciones NSE 7.4	0.007hp	0.007hp	0.007hp
Edificaciones NSE 7.9	0.010hp	0.010hp	0.010hp
Edificaciones en general	0.020hp	0.020hp	0.015hp

hp es la altura del piso para el que se calcula la deriva.

Para el diseño de estructuras de acero, aplicar la tabla 6.2.1 de la norma NSE 7.5.

Fuente: AGIES. (2018). *NSE 3-18, Diseño estructural de edificaciones.*



### **3. DISEÑO SISMORRESISTENTE DE MUROS NO ESTRUCTURALES DE MAMPOSTERÍA**

El diseño determina la resistencia de los materiales (block, ladrillo, grout, concreto, mortero, acero), la geometría, distribución y la cantidad de refuerzo, de manera que un muro tenga la capacidad de resistir las fuerzas actuantes, determinadas en el capítulo 2.

#### **3.1. Requisitos generales para el diseño**

En toda edificación que se proyecte y contenga componentes no estructurales, específicamente muros de división, de cerramiento o de fachada, estos deben ser debidamente diseñados para resistir las fuerzas provocadas por los sismos, con el objeto de proteger la vida de los usuarios y transeúntes, evitándose de esta manera el colapso o desprendimiento de estos componentes.

Luis Gonzalo Mejía indica:

No debe olvidarse que la respuesta de los elementos no estructurales tales como muros interiores y de fachada ante sollicitaciones sísmicas producidas por un evento sísmico, puede conducir además de los daños del elemento mismo, a situaciones de peligro para los usuarios y transeúntes (Mejía C, 2011, pág. 12)

### 3.2. Metodologías de diseño para muros de mampostería

Según ACI – 530-11 las estructuras de mampostería y sus componentes deberán ser diseñados acorde a las provisiones del capítulo correspondiente, a través de uno de los siguientes procedimientos de diseño:

- Diseño de Esfuerzos permisibles (ASD) – Capítulo 2
- Diseño por resistencia (LRFD) – Capítulo 3

### 3.3. Método de resistencia última (LRFD)

Con el método de LRFD se establecen posibles combinaciones de cargas de servicio, y cada una se multiplica por un factor de mayoración de carga, comúnmente mayor a 1.0, este factor refleja las incertidumbres de la carga última específica. Los mayores valores de las combinaciones son empleados para calcular momentos, cortantes y fuerzas de diseño de la estructura. Estos valores en ninguna circunstancia deberán de sobrepasar las resistencias nominales de los miembros multiplicados por sus factores de reducción.

$$\phi R_n \geq R_u \quad (\text{Ec. 3.1})$$

Donde:

- $\phi$  = Factor de reducción de Resistencia
- $R_n$  = Resistencia nominal de un miembro estructural
- $R_u$  = Fuerza factorizada calculada en el miembro.

Esta es la metodología que emplea el ASCE 7-10 para tales componentes, al determinar la fuerza sísmica horizontal de diseño  $F_p$ .

AGIES presenta este método en la norma NSE 2-18, capítulo 8.2.1 que dice: “Estas normas utilizan en general este método de diseño estructural,

conocido también como “método de diseño por factores de carga y resistencia” (Load and Resistance Factor Design, LRFD por sus siglas en inglés). (AGIES, 2018, pág. 7)

Las combinaciones de carga que emplea el LRFD para diseño de muros de mampostería se establecen en la NSE 2-18 sección 8.3, son las siguientes:

- $U = 1.4D$  (Ec. 3.2)
- $U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L \text{ ó } S \text{ ó } R)$  (Ec. 3.3)
- $U = 1.2D + 1.6(L \text{ ó } S \text{ ó } R) + (L \text{ ó } 0.5W)$  (Ec. 3.4)
- $U = 1.2D + 1.0W + L + 0.5(L \text{ ó } S \text{ ó } R)$  (Ec. 3.5)
- $U = 1.2D + 1.0E + L + 0.2S$  (Ec. 3.6)
- $U = 0.9D + 1.0W$  (Ec. 3.7)
- $U = 0.9D + 1.0E$  (Ec. 3.8)

Donde:

- U = Carga de diseño última mayorada
- D = Carga Muerta de diseño
- L = Carga viva de ocupación
- L\* = Carga viva de ocupación reducible (Ver AGIES NSE-2 3.5- Reducción de carga viva)
- W = Carga de Viento.
- S= Carga de Nieve
- R= Carga debida a la precipitación pluvial
- E= Carga de sismo

### 3.3.1. Factores de reducción LRFD

El ACI 530-11 emplea los factores de reducción de resistencia de acuerdo con la siguiente tabla:

Tabla XX. Factores de reducción LRFD, según ACI 530

	Acción o elemento estructural	$\phi$	Fuente ACI 530-11
a	Pernos de anclaje	0.5-0.90	De acuerdo con 3.1.4.1
b	Muros de carga	0.60	De acuerdo con 3.1.4.2
c	Combinación de flexión y carga axial en mampostería no reforzada	0.60	De acuerdo con 3.1.4.3
d	Combinación de flexión y carga axial en mampostería reforzada	0.90	De acuerdo con 3.1.4.4
e	Cortante	0.80	De acuerdo con 3.1.4.5

Fuente: elaboración propia

### 3.4. Diseño de los elementos del muro no estructural

En este inciso se establecen los parámetros de resistencia y requisitos para el diseño por resistencia de los componentes que forman en conjunto los muros de mampostería para uso no estructural.

#### 3.4.1. Requisitos mínimos y preliminares del refuerzo confinante

Los Requisitos mínimos y preliminares del refuerzo confinante según NSE 7.4-18 para Mochetas principales son:

- a) El propósito de las mochetas principales será enmarcar los extremos de un panel de mampostería contando efectos de volteo, especialmente aquellos generados por sismos; b) La sección de la mocheta principal estará dictada por esfuerzos axiales en el concreto de tal forma que para



cada combinación de carga sean inferiores a lo estipulado en la sección 5.8.2. El ancho mínimo será el espesor del levantado de mampostería, aunque nada previene que sea más ancha; la longitud mínima de la mocheta será el espesor de la propia pared o el de la pared transversal (si hubiera); c) La longitud mínima entre los bordes de dos mochetas será la longitud de las unidades de mampostería apiladas. Longitudes menores se resolverán unificando las mochetas en una sola de mayor longitud y d) El refuerzo mínimo requerido será 0.0075 del área de la mocheta principal. (AGIES, 2018, pág. 42)

Para las Soleras principales, AGIES considera criterios como:

a) Los refuerzos confinantes horizontales según su localización serán soleras de base (hidrófugas), soleras de piso o soleras de entrepiso y soleras de remate; b) La dimensión mínima horizontal de las soleras principales será el espesor de la pared; la altura mínima de las soleras principales será 15cm y c) El refuerzo mínimo en las soleras será 0.0075 de su sección transversal. Las soleras principales no podrán estar alojadas en unidades tipo "U". (AGIES, 2018, pág. 42)

AGIES también considera criterios para el refuerzo complementario vertical (secundario) y da las siguientes recomendaciones:

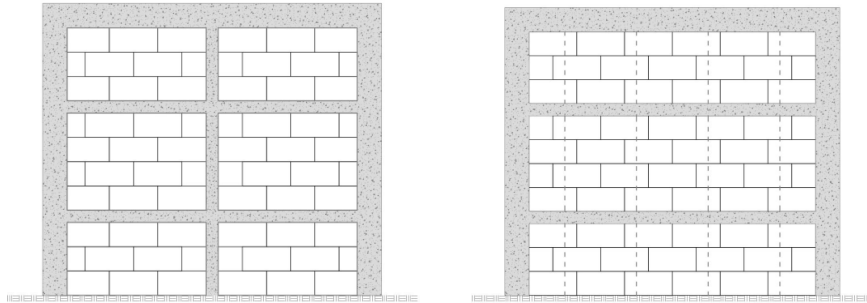
a) Se permiten dos modalidades de refuerzo distribuido vertical: refuerzo inter-bloque (mampostería integral) y mochetas intermedias (mampostería confinada); b) Los refuerzos inter-bloque (pines) son aplicables en mampostería hueca de cemento o ladrillo; c) Para aprovechar la capacidad cortante incrementada desarrollada por el refuerzo vertical distribuido. Los refuerzos inter-bloque tendrán una separación máxima de cinco veces el ancho de las unidades de mampostería. La cuantía sumada de refuerzo

complementario vertical y horizontal no será menor que 0.002 de la sección de pared y el refuerzo vertical no será menor que el 0.0007 de la sección de pared; d) Utilizando mochetas intermedias que son mochetas menores que serán colocadas entre las mochetas principales, aplicables en mampostería de unidades sólidas y electivamente aplicables en levantados con unidades huecas y e) La capacidad cortante de una pared reforzada con mochetas intermedias se establecerá conforme a la sección 5.4.3. Las mochetas intermedias tendrán una separación máxima de diez veces el ancho de las unidades de mampostería. La cuantía sumada de refuerzo complementario vertical y horizontal no será menor que 0.002 de la sección de la pared y el refuerzo vertical no será menor que el 0.0007 de la sección de la pared. (AGIES, 2018, pág. 43)

En cuanto al refuerzo complementario horizontal, AGIES recomienda:

a) Utilizando dos o más soleras intermedias colocadas entre soleras principales para aprovechar la capacidad de corte incrementada desarrollada por el refuerzo complementario horizontal distribuido conforme la sección 5.4.4; b) Utilizando una sola solera intermedia colocada entre soleras principales en cuyo caso la capacidad cortante se determinará conforme la sección 5.9.1; c) Se permitirá utilizar bloques “U” en lugar de soleras intermedias configuradas con moldes; d) No se permitirá utilizar varillas colocadas entre la sisa de mortero como refuerzo complementario horizontal con función estructural y f) La cuantía sumada de refuerzo complementario horizontal y vertical no será menor que 0.002 de la sección de pared. (AGIES, 2018, pág. 43)

Figura 22. **Distribución de refuerzo complementario vertical con mochetas secundarias/refuerzo interbloque en mampostería confinada**

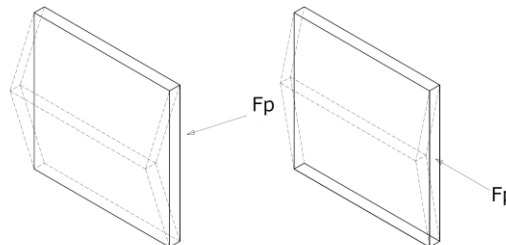


Fuente: AGIES. (2018). *NSE 3-18, Diseño estructural de edificaciones*.

### 3.4.2. **Diseño de muros para cargas fuera del plano de levantado**

A razón de las solicitaciones ante volteo, flexión, cortante y limitaciones de deformación por ser la mampostería un material relativamente rígido, el diseño se realiza considerando su interacción con una fuerza perpendicular al plano o superficie del levantado ocasionada por la fuerza lateral sísmica ( $F_p$ ), ya que, las limitaciones de resistencia ante cargas fuera del plano predominan ante las consideraciones de una fuerza coplanar al levantado.

Figura 23. **Cargas fuera y coplanares al plano del levantado**



Fuente: elaboración propia utilizando AutoCAD.

Para la determinación de momentos y el cálculo de deflexiones se consideran dos casos, los cuales son los más comúnmente empleados en la construcción; uno con condiciones simplemente apoyadas (tanto en el apoyo superior como inferior) y en voladizo (empotrado en la parte inferior). El diseñador deberá de examinar todas las condiciones de momento, corte y deflexión para localizar la sección crítica de análisis y garantizar la resistencia adecuada según ACI 530-11.

El ACI 530-11 establece que el momento factorado y la fuerza axial deben ser determinados a través del análisis P-Delta, en el cual se establece que tanto la carga axial como los efectos de deformación interactúan simultáneamente.

### **3.4.3. Resistencia a compresión básica del levantado**

Debido a que es una propiedad del levantado de mampostería, esta se determina por medio de la capacidad de carga por unidad de área. Además, en Guatemala AGIES en la norma NSE 7.4-2018, indica que la capacidad básica para el levantado de block de concreto y ladrillo, por falta de ensayos de prismas hechos *in-situ*, se tomará como:

$$f'_m = 0.70f_{ud} \quad (\text{Ec. 3.9})$$

Donde:

$f_{ud}$  = Resistencia a la compresión sobre unidad de área neta de una unidad individual de mampostería según normas NTG de COGUANOR.

### 3.4.4. Módulo de elasticidad de los materiales de mampostería confinada

AGIES NSE 7.4-2018 establece que para el análisis estructural de mampostería de concreto el módulo de elasticidad axial podrá tomarse como:

$$E_m = 900f'm \quad (\text{Ec. 3.10})$$

El módulo de elasticidad axial se podrá estimar de acuerdo a la resistencia máxima a la compresión utilizando ensayos con prismas in-situ según recomendaciones de las normas COGUANOR NTG.

AGIES establece esta resistencia, ya que es más fácil de determinar a través de ensayos, en un único elemento de mampostería de bloques de concreto o ladrillo de barro cocido, esta propiedad puede determinarse a través de ensayos de laboratorio con prismas de levantado según los procedimientos de las normas COGUANOR, siendo más precisa y menos conservadora.

El ACI 318 da la fórmula siguiente para el cálculo del módulo de elasticidad del concreto:

$$E_c = 15100\sqrt{f'c} \text{ (Kg/cm}^2\text{)} \quad (\text{Ec. 3.11})$$

El módulo de elasticidad del acero de refuerzo se tomará como una constante, según ACI 530-11, indica que es:

$$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2 \text{ (29000000 psi)}$$

Otro parámetro necesario para la representación del equivalente en resistencia de carga y momento de una sección mampostería reforzada, es la relación modular

$$n = \frac{E_s}{E_m} \quad (\text{Ec. 3.12})$$

Donde:

$n$  = Relación modular del acero de refuerzo y mampostería.

$E_s$  = Módulo de elasticidad del acero de refuerzo.

$E_m$  = Módulo de elasticidad de la mampostería de concreto.

### 3.5. Resistencia a flexión

El momento nominal debe ser calculado empleando las siguientes ecuaciones según ACI:

$$M_n = (A_s f_y + P_u) \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{Ec. 3.13})$$

$$a = \frac{(A_s f_y + P_u)}{0.80 f'_m b} \quad (\text{Ec. 3.14})$$

El código emplea estas fórmulas para mampostería integral, en el caso de mampostería confinada, conservadoramente puede considerarse solo la resistencia de las mochetas de concreto ya que las mochetas brindarán la resistencia a momento nominal y que únicamente soportarán su peso propio y el de la mampostería, por facilidad se despreciarán efectos por flexocompresión y se idealizan como una viga en voladizo o biapoyada, por lo que la resistencia del acero en una sección de concreto reforzado estaría dada por:

$$M_n = (A_s f_y) \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{Ec. 3.15})$$

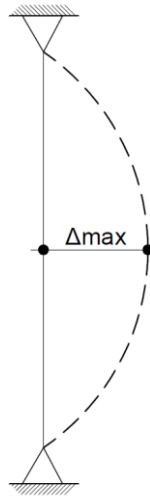
$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad (\text{Ec. 3.16})$$

### 3.5.1. Deflexiones a flexión

Las deflexiones máximas ocasionados por la fuerza  $F_p$ , serán para muros bi-apoyados:

$$\Delta_{max} = \frac{PL^3}{48EI} \quad (\text{Ec. 3.17})$$

Figura 24. Deflexión máxima muro biapoyado

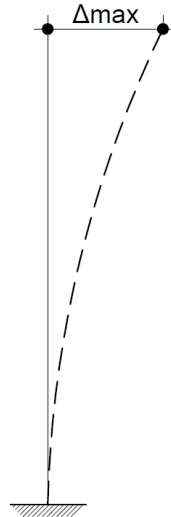


Fuente: elaboración propia utilizando AutoCAD.

De igual forma, para un muro en voladizo, la deflexión máxima será:

$$\Delta_{max} = \frac{5PL^3}{48EI} \quad (\text{Ec. 3.18})$$

Figura 25. **Deflexión máxima muro en voladizo**



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD.

### 3.6. Comportamiento de muros ante esfuerzo axial

El ACI 530, en su sección 3.3.5 y edición 2011 establece que en el diseño de muros que resisten cargas fuera del plano, debe de limitarse su resistencia en función de la relación altura efectiva entre espesor nominal ( $h/t$ ). Para elementos con relación  $h/t$  menores a 30, existe una limitación adicional, y es que debe de cumplirse la siguiente condición:

$$\left(\frac{P_u}{A_g}\right) \leq 0.20f'_m \quad (\text{Ec. 3.19})$$

Donde:

$P_u$ = Carga mayorada última  
 $A_g$  = Área bruta o área gruesa



Cuando la relación de  $h/t$  supera 30, el esfuerzo axial no deberá de exceder  $0.05f'm$ , por lo que podría decirse que:

$$\left(\frac{Pu}{Ag}\right) \leq 0.05f'm \quad (\text{Ec. 3.20})$$

Como estos muros no son de carga, la carga axial es básicamente el peso propio, por lo que esta condición no es significativa para el diseño.

### 3.7. Resistencia a cortante

El ACI 530 considera tres modos posibles de falla a corte para cargas en el plano:

- El fisuramiento por tensión diagonal.
- Deslizamiento de la mampostería a lo largo de la ciza horizontal.
- Fisuras de manera escalonada, alternando desde la ciza horizontal y ciza vertical.

El comité de ACI recomienda que la resistencia a corte de mampostería reforzada ( $V_n$ ), no supere la siguiente expresión:

$$V_n = V_{ns} + V_{nm} \quad (\text{Ec. 3.21})$$

Donde:

$V_{ns}$  = Resistencia nominal a corte del acero

$V_{nm}$  = Resistencia nominal de la mampostería

Antes del año 2011 del código, la resistencia a corte provista por la mampostería no estaba agregada a la resistencia por el refuerzo a corte. Un estudio reciente examinando ocho (8) diferentes métodos para predecir la capacidad dentro del plano a corte de muros de mampostería, las disposiciones empleando el aporte de la resistencia de mampostería resultó prediciendo de mejor manera la resistencia a cortante.

El cortante resistido por la mampostería  $V_{nm}$ , deberá ser calculado a través de la siguiente ecuación:

$$V_{nm} = \left( 4.0 - 1.75 \left( \frac{M}{Vd} \right) \right) A_{nv} \sqrt{f'_m} + 0.25P_u \quad (\text{Ec. 3.22})$$

Donde:

- M = Momento de análisis aplicado.
- V = Cortante de análisis aplicado
- $A_{nv}$  = Área neta a corte
- $V_{nm}$  = Resistencia nominal a corte de la mampostería

La resistencia a corte no deberá exceder lo siguiente:

- a) Donde  $M/Vd \leq 0.25$

$$V_n \leq 6A_n \sqrt{f'_m} \quad (\text{Ec. 3.23})$$

- b) Donde  $M/Vd \geq 1.00$

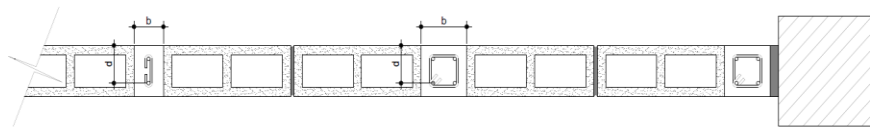
$$V_n \leq 4A_n \sqrt{f'_m} \quad (\text{Ec. 3.24})$$

La capacidad a cortante está basada en provisiones de diseño por resistencia. Las provisiones de esta sección fueron desarrolladas a través de estudios y calibradas con ensayos. El máximo valor de  $F_v$  para  $M/Vd$  entre 0.25 y 1.0 puede ser permitido determinarse a través de interpolación lineal.  $M_u/Vd$  no necesita ser considerado mayor a la unidad.

A razón del uso de mampostería confinada en el trabajo de investigación, se considerará conservadoramente únicamente el aporte de la sección de concreto reforzada para resistir las fuerzas sísmicas. Por lo que, la resistencia del concreto a cortante según ACI es:

$$V_{nc} = 0.53\sqrt{f'_c}bd \quad (\text{Ec. 3.25})$$

Figura 26. **Definición de sección efectiva de resistencia a corte en mocheta**



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD.

La capacidad del esfuerzo a cortante resistido por el acero de refuerzo,  $F_{vs}$  debe ser determinado usando la siguiente ecuación:

$$V_{ns} = 0.5 \left( \frac{A_v}{s} \right) f_y d_v \quad (\text{Ec. 3.26})$$

Donde:

$V_{ns}$  = Capacidad a cortante del acero.

$s$  = Espaciamiento del refuerzo a corte

### 3.8. Procedimiento para el diseño de anclajes

Los anclajes deben ser diseñados de acuerdo con los requisitos de ACI 318 y ser diseñados para soportar tensión y/o cortante.

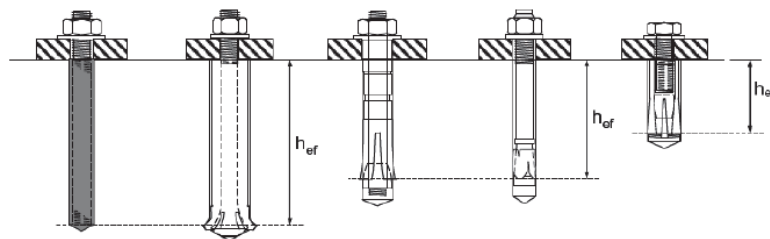
#### 3.8.1. Tipos de anclaje en concreto

En torno a la manera de instalación durante o después de que el elemento de concreto reforzado principal sea instalado, el ACI clasifica los anclajes en dos tipos, los anclajes preinstalados y postinstalados. Es común que los anclajes de este tipo sean postinstalados, ya que, el marco estructural es fundido integralmente, además es común en la práctica constructiva guatemalteca. Por lo que se emplearán este tipo de anclajes.

Los anclajes postinstalados pueden ser:

- Adheridos,
- Con sobreperforación en su base,
- De expansión de torque controlado (con camisa y tipo perno) y
- De expansión de desplazamiento controlado tipo pasador,

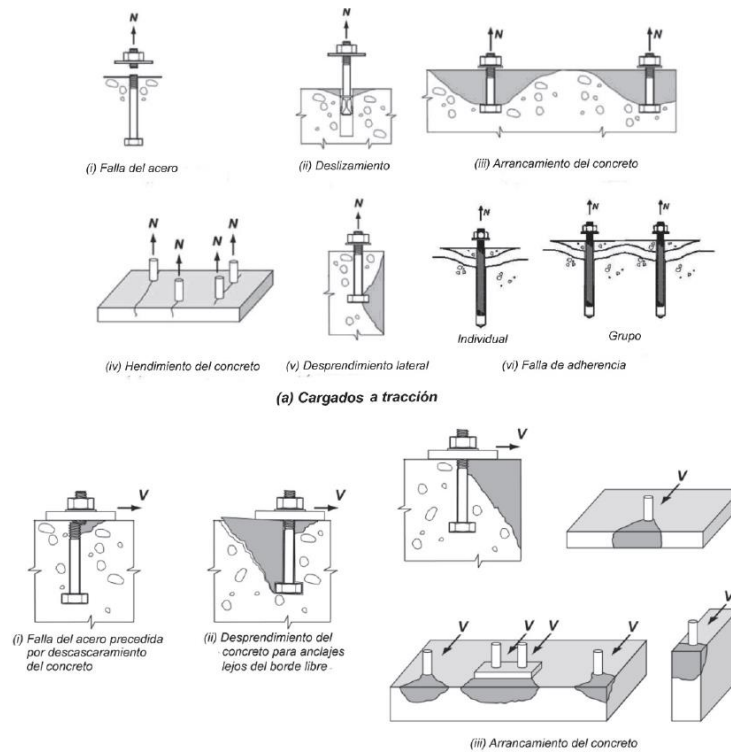
Figura 27. Anclajes postinstalados



Fuente: ACI-318-14. (2014). *Requisitos de Reglamento para concreto estructural*.

El código ACI establece que para los anclajes postinstalados no deberán de instalarse en concretos que posean una edad menor a 21 días.

Figura 28. Modos de falla en anclajes



Fuente: ACI-318-14. (2014). *Requisitos de Reglamento para concreto estructural*.

### 3.8.2. Requisitos para diseño del acero de anclaje sometido a cortante

Para determinar la fuerza cortante en anclajes postinstalados, puede emplearse la siguiente ecuación:

$$V_{sa} = 0.6A_{se,v}f_{uta} \quad (\text{Ec. 3.27})$$

Donde:

$A_{se,v}$  = Área transversal efectiva del anclaje en cortante

$f_{uta}$  = Resistencia especificada a la tracción del acero del anclaje

Quando los anclajes se emplean con platinas de apoyo inyectadas con mortero, las resistencias deberán de multiplicarse con un factor de 0.80.

### 3.8.3. Requisitos para diseño del anclaje en cortante por arrancamiento del concreto

La resistencia nominal de arrancamiento del concreto por cortante no debe exceder de:

$$V_{cb} = \frac{A_{vc}}{A_{vco}} \psi_{ed,v} \psi_{c,v} \psi_{h,v} V_b \quad (\text{Ec. 3.28})$$

Donde:

$A_{vc}$  = Área de falla proyectada del concreto.

$A_{vco}$  = Área de falla proyectada del concreto no limitada por la distancia al borde.

$\psi_{ed,v}$  = Factor de modificación de cortante debido a la proximidad de los bordes.

$\psi_{c,v}$  = Factor de modificación a cortante con o sin fisuración en el concreto.

$\psi_{h,v}$  = Factor de modificación a cortante de anclajes colocados con  $h_a < 1.5c_{a1}$ .

$V_b$  = Resistencia básica al arrancamiento.

Para un grupo de anclajes se utiliza:

$$V_{cb} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \psi_{ec,V} \psi_{ed,V} \psi_{c,V} \psi_{h,V} V_b \quad (\text{Ec. 3.29})$$

Donde:

- $\psi_{ec,V}$  = Factor de modificación a cortante con excentricidad de cargas.  
 $A_{Vco}$  = Área proyectada en un elemento alto con una distancia al borde igual o mayor que  $1.5c_{a1}$ .

La resistencia al arrancamiento por cortante de un anclaje individual en concreto fisurado debe ser la menor a:

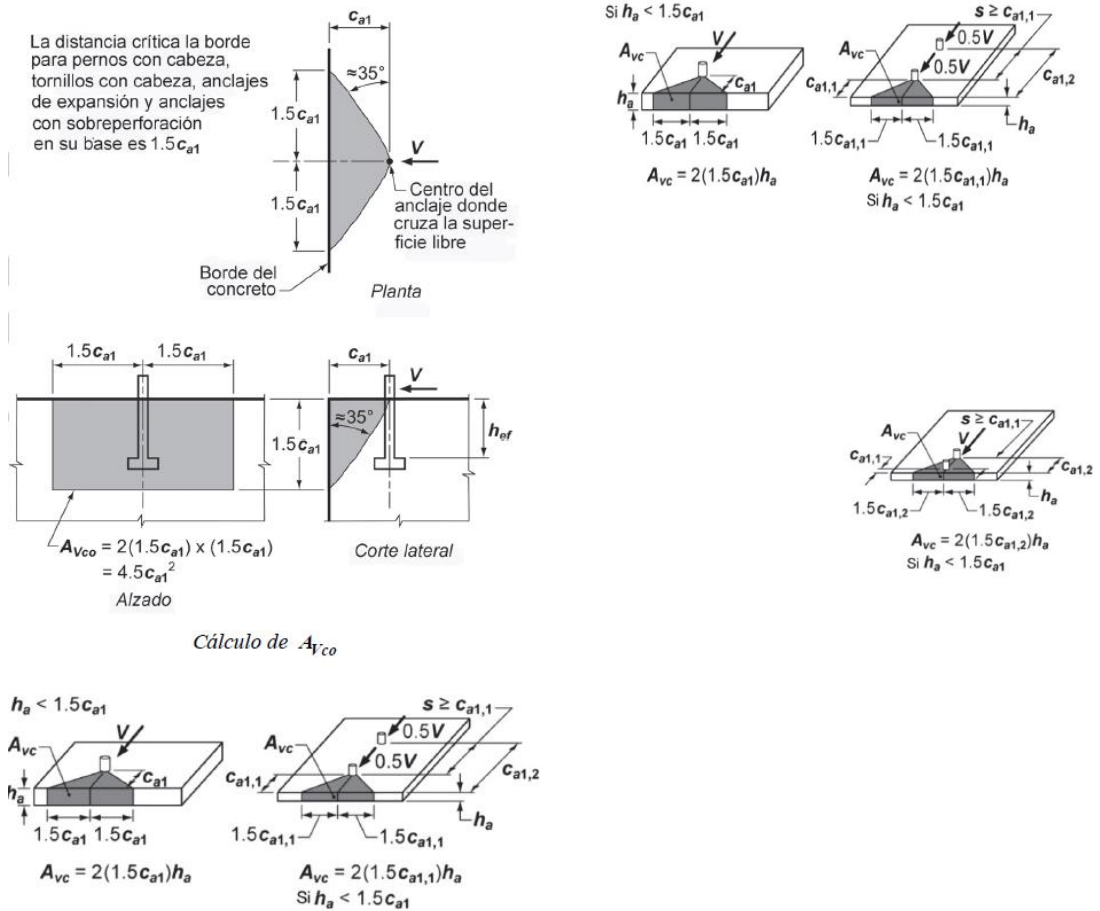
$$V_b = \left( 7 \left( \frac{l_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \right) \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5} \quad (\text{Ec. 3.30})$$

$$V_b = 9 \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5} \quad (\text{Ec. 3.31})$$

Donde:

- $l_e$  = Longitud de apoyo de la carga de un anclaje para cortante.

Figura 29. Definición de  $A_{Vc}$  y  $A_{Vco}$



Fuente: ACI-318-14. (2014). *Requisitos de Reglamento para concreto estructural*.

El factor de modificación  $\psi_{ec,V}$ , se determina como:

$$\psi_{ec,Na} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'v}{3c_{a1}}\right)} \quad (\text{Ec. 3.32})$$



El factor de modificación de efectos de borde,  $\psi_{ed,V}$ , se determina como:

$$\psi_{ed,V} = 1.0, \quad \text{si} \quad c_{a2} \geq 1.5c_{a1} \quad (\text{Ec. 3.33})$$

$$\psi_{ed,V} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a2}}{1.5c_{a1}}, \quad \text{si} \quad c_{a2} < 1.5c_{a1} \quad (\text{Ec. 3.34})$$

De donde:  $c_{a2}$  = distancia desde el centro del fuste de un anclaje hasta el borde del concreto en dirección perpendicular a  $c_{a1}$ .

El ACI 318 considera indica que “para anclajes ubicados en una región de un elemento de concreto donde el análisis indica que no hay fisuración debido a cargas de servicio, se permite que el factor de presencia por fisuración  $\psi_{c,V} = 1.4$ ” (ACI-318-14, 2014, pág. 158), caso contrario deberán de seguirse las siguientes condiciones:

$\psi_{c,V} = 1.0$ , “para anclajes en concreto fisurado sin refuerzo suplementario o con refuerzo de borde menor a una barra No.4 de diámetro mínimo”. (ACI-318-14, 2014, pág. 158)

$\psi_{c,V} = 1.2$ , “para anclajes en concreto fisurado con refuerzo suplementario de borde mayor o igual a una barra No.4”. (ACI-318-14, 2014, pág. 158)

$\psi_{c,V} = 1.4$ , “para anclajes en concreto fisurado con refuerzo suplementario de borde mayor o igual a una barra No.4, y con un refuerzo confinado por estribos espaciados a no más de 4””. (ACI-318-14, 2014, pág. 158)

El factor de modificación  $\psi_{h,V}$  debe de determinarse de la siguiente manera:

$$\psi_{h,V} = \sqrt{\frac{1.5c_{a1}}{h_a}} \quad (\text{Ec. 3.35})$$

### 3.8.4. Requisitos para diseño al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje sometido a cortante

La resistencia nominal  $V_{cp}$  no debe de exceder lo siguiente:

$$V_{cp} = k_{cp}N_{cp} \quad (\text{Ec. 3.36})$$

Donde:

- $k_{cp}$  = Coeficiente al desprendimiento por cabeceo del anclaje.  
 $N_{cp}$  = Resistencia nominal al desprendimiento del concreto en por cabeceo en el anclaje.

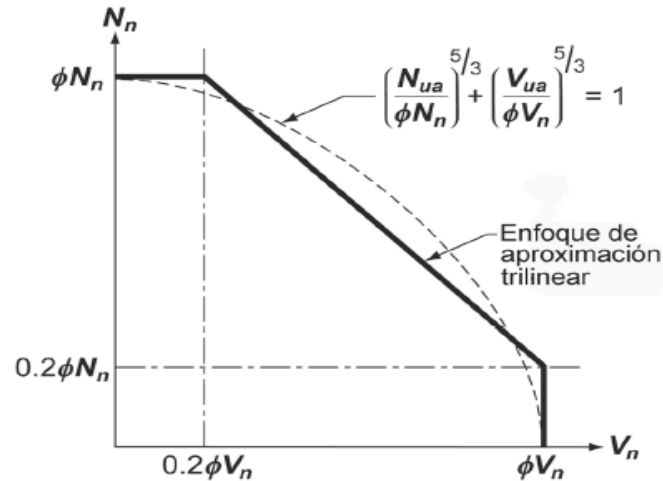
### 3.8.5. Interacción de las fuerzas de tracción y cortante en anclajes

Los anclajes que soportan fuerzas axiales deben ser diseñados para satisfacer las siguientes disposiciones:

- Si  $\frac{V_{ua}}{\phi V_n} \leq 0.2$  para la resistencia que gobierne en cortante, entonces se permite usar la resistencia total en tracción.
- $\frac{N_{ua}}{\phi N_n} \leq 0.2$  para la resistencia que gobierne en tracción, entonces se permite usar la resistencia total por cortante.
- $\frac{V_{ua}}{\phi V_n} > 0.2$  para la resistencia que gobierne en cortante, y  $\frac{N_{ua}}{\phi N_n} > 0.2$  para la resistencia que gobierne a tracción, entonces:

$$\frac{N_{ua}}{\phi N_n} + \frac{V_{ua}}{\phi V_n} \leq 1.2 \quad (\text{Ec. 3.37})$$

Figura 30. **Diagrama de interacción carga axial-cortante en anclajes**



Fuente: ACI-318-14. (2014). *Requisitos de Reglamento para concreto estructural*.

### 3.9. Metodología propuesta de diseño

Anteriormente en 3.4 y 3.5 se determinaron las bases del diseño de cada uno de los elementos que componen el muro no estructural, no obstante, se determina una alternativa simplificada y conservadora para el diseño del muro no estructural, ya que el diseño está dominado por las cargas fuera del plano.

#### 3.9.1. Diseño a flexión

Para el diseño a flexión de los muros no estructurales se establecerá que únicamente el hierro del acero en mochetas serán los encargados de brindar resistencia a las solicitaciones del análisis, por lo cual se empleará la siguiente ecuación:

$$M_n = (A_s f_y) \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{Ec. 3.38})$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad (\text{Ec. 3.39})$$

### 3.9.2. Diseño a cortante

Para el diseño a cortante únicamente se contemplará la resistencia del concreto reforzado, por lo que conservadoramente se determinará de la siguiente manera:

$$V_n = V_{ns} + V_{nc} = 0.53 \sqrt{f'_c} b d + 0.5 \left( \frac{A_v}{s} \right) f_y d_v \quad (\text{Ec. 3.40})$$

### 3.9.3. Diseño de anclajes

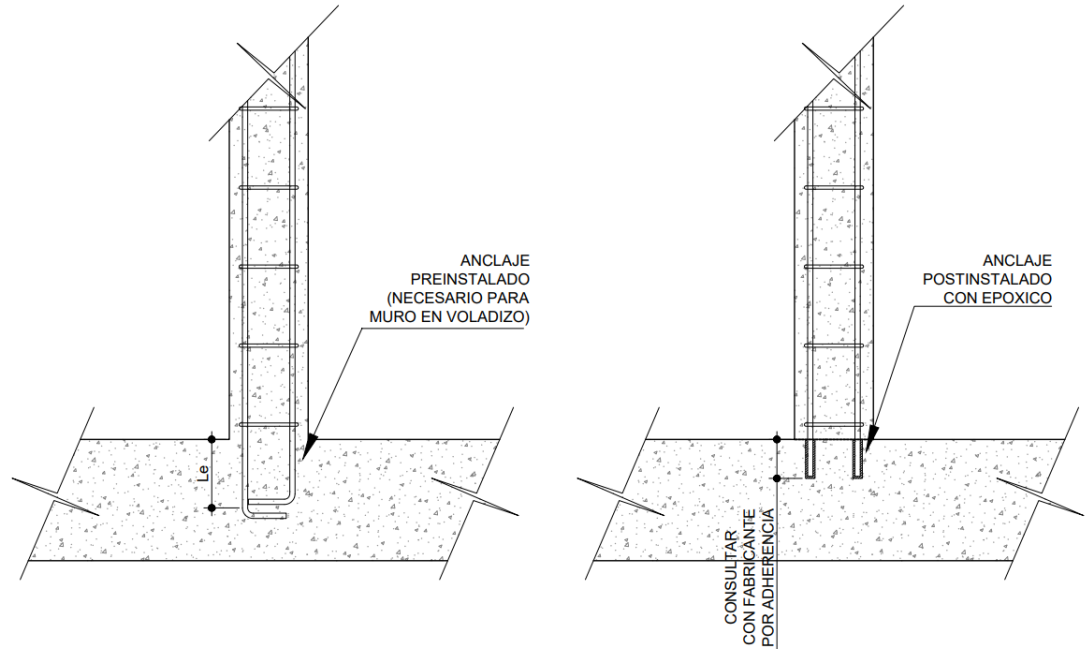
El cortante que deberá de resistir bien sea el apoyo inferior y/o el apoyo superior de los anclajes estará dado por:

$$V_{sa} = 0.6 A_{se,v} f_{uta} = 0.6 A_s f_y \quad (\text{Ec. 3.41})$$

### 3.10. Sistema constructivo propuesto

Como se ha mencionado en el capítulo dos, el presente trabajo de investigación analiza y diseña dos sistemas comúnmente empleados en la construcción de muros no estructurales, siendo el muro biapoyado y en voladizo. En ambos sistemas, debemos de asegurar fijación en el apoyo inferior, ya que deberá de soportar las solicitaciones del análisis estructural, por lo que se permite realizar los dos siguientes anclajes:

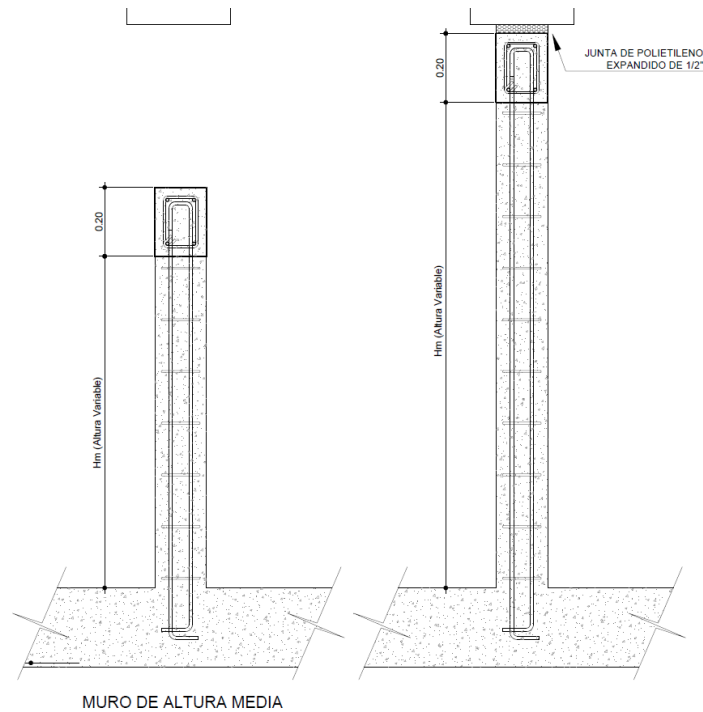
Figura 31. Anclaje inferior en muros no estructurales



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD.

Para el anclaje superior deberá de emplearse un sistema acorde al tipo de muro, en el muro en voladizo para asegurar que la mampostería sea un sistema monolítico y como la mayor deformación se presenta en su parte superior deberá de cerrarse con una solera final, tal y como se muestra en la siguiente figura:

Figura 32. Anclaje superior en muros en voladizo



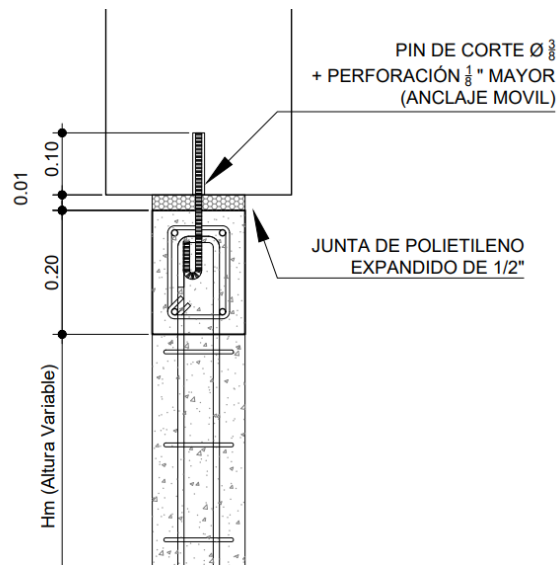
Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD.

Para muros biapoyados para que el refuerzo superior brinde la resistencia a corte y que pueda realizar los movimientos según la articulación, se recomienda realizar la siguiente metodología constructiva de acuerdo con el documento publicado por la Minera Lauren S.A.:

- a) Trazar la ubicación del tabique y el eje del muro tanto en la losa inferior como en la losa superior. Así mismo, trazar en la losa inferior los puntos de anclaje para las varillas verticales y en la losa superior trazar los puntos para la colocación de los anclajes. Para ambos casos este trazo se realizará según las solicitudes de diseño; b) Hacer perforaciones en la losa inferior en los puntos trazados de acuerdo con la recomendación del fabricante del

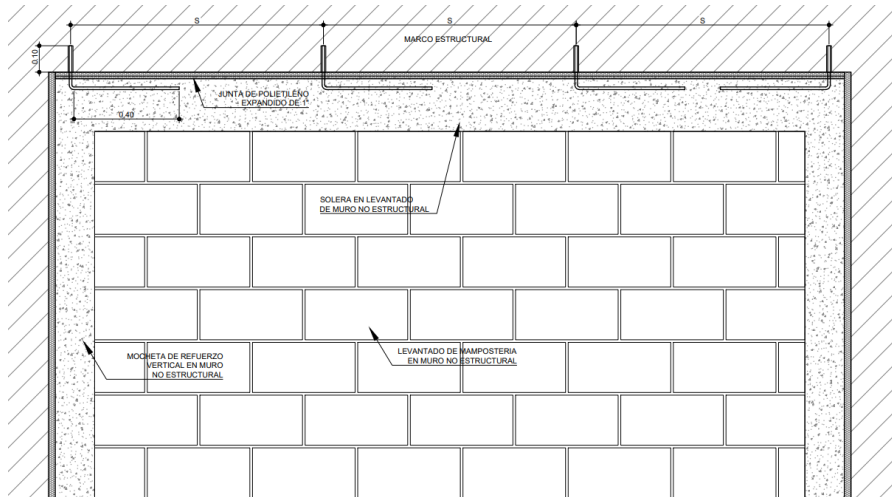
epóxico; c) Limpiar las perforaciones de los residuos y del polvo, mediante el uso de una pequeña compresora eléctrica. Introducir el pegamento epóxico según las instrucciones del fabricante; d) Anclar con epóxico las varillas de refuerzo vertical corrugadas en las perforaciones realizadas en la losa inferior; e) Realizar el levantado de muro no estructural hasta la solera final o corona (En el armado deberá de preinstalarse los anclajes de pines de corte) y f) Hacer perforaciones en la losa superior según el requerimiento sobre el eje del muro. Estas perforaciones deben coincidir con la posición del pin de corte. (Minera Lauren S.A., 2016, pág. 4)

Figura 33. Anclaje superior en muros biapoyados



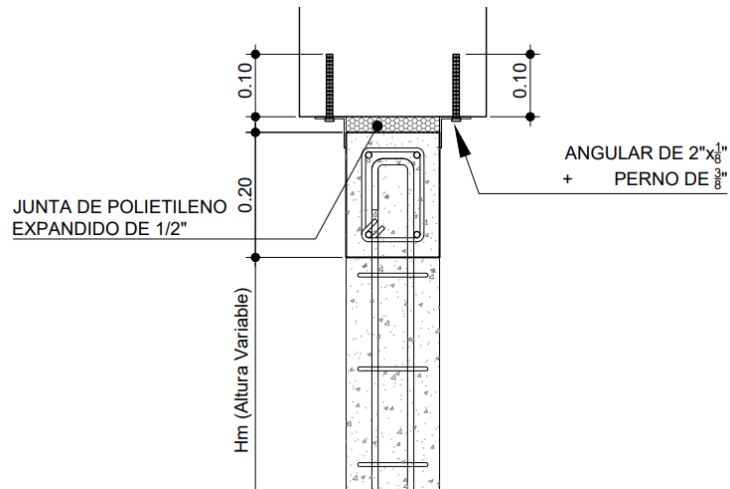
Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD.

Figura 34. **Proyección lateral del anclaje superior con pin de corte**



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD.

Figura 35. **Alternativa con angular de apoyo y pernos de anclaje**



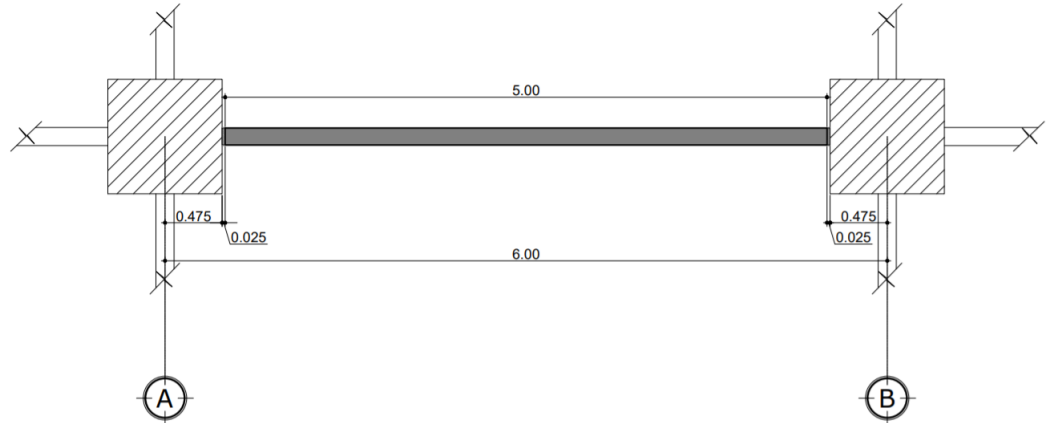
Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD.



#### 4. RESULTADOS DE LA APLICACIÓN DEL ANÁLISIS Y DISEÑO SISMORRESISTENTE DE MUROS NO ESTRUCTURALES DE MAMPOSTERÍA CONFINADOS EN UN EDIFICIO DE 10 NIVELES

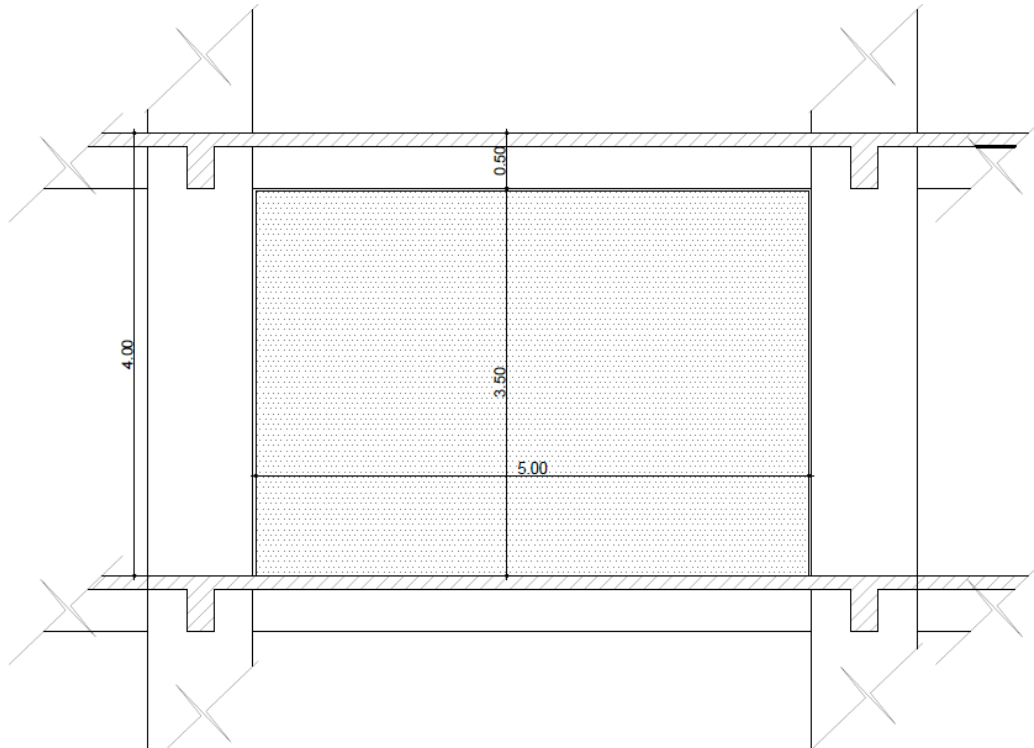
En el siguiente caso práctico se plantea una edificación de 10 (diez) niveles, con una altura típica de 4.00m por nivel. El edificio es una obra esencial ubicada en la ciudad de Guatemala. La investigación de suelos especifica un sitio clase D. La fuente sísmica más cercana está a una distancia que sobrepasa los 15 kilómetros. Se considerará un muro tabique de 5.00m entre las columnas principales, según se muestra en la figura 36 y 37.

Figura 36. Planta de muro por diseñar



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD.

Figura 37. Elevación de muro a diseñar



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD.

#### 4.1. Determinación de características del muro

Aplicando los criterios dados en el capítulo 3, se pueden determinar las características del muro.

##### 4.1.1. Grosor del muro

Según ACI 530 Sección 3.3.5.3, los esfuerzos por cargas axiales en la sección de momento máximo son menor que  $0.20f'_m$ , se permite una relación de esbeltez  $h/t$  menor o igual a 30. En este caso:

$$\frac{h}{t} \leq 30 \therefore \frac{3.50m}{30} = 0.117m \leq t$$

Por lo que se procede a utilizar un block de 0.14m, ya que cumple con la relación de esbeltez permisible.

#### 4.1.2. Resistencia del block

Para un muro biapoyado, la sección de momento máximo es al centro de la altura. El esfuerzo por carga axial en este punto es:

$$\frac{P_u}{A_g} \leq 0.20f'm \therefore \frac{\frac{260kg}{m^2} * (1.00m) * \left(\frac{3.50m}{2}\right)}{(1.00m * 0.14m) * (0.20)} = 16250kg/m^2 = 1.625kg/cm^2$$
$$\leq f'm$$

Por lo que puede emplearse un muro que sobrepase la resistencia  $f'm$  de  $1.625kg/cm^2$ . La norma NTG 41054 reconoce tres clases de block, donde cualquiera de las tres clases sobrepasa este requisito, por lo que se recomienda emplear la clase C ( $f'm=66 kg/cm^2$ ) por economía y por ser el de menor resistencia.

#### 4.1.3. Mortero

En la tabla X.1.1 localizada en Anexos de la Norma Técnica Guatemalteca (NTG) 41050 se recomienda para un tabique interior que no sea de carga, un mortero tipo O y como alternativa un tipo N, no obstante, AGIES no reconoce el mortero tipo O como mortero de uso estructural por su escasa resistencia, y además, no encuentra compatibilidad entre los blocks Tipo A, B, C y D con el tipo N (Ver comentario 5.7.3e AGIES NSE 7.4-18). Por lo que se empleará un mortero tipo S.

## 4.2. Determinación de la carga sísmica en el muro

Aplicando los criterios dados por AGIES para determinar la carga sísmica se obtiene.

### 4.2.1. Parametros sísmicos

Primero se determina el factor  $S_{cd}$ , tal y como estipula la NSE2-18 (Demandas estructurales y condiciones de sitio):

- De la NSE 2, Para la ciudad de Guatemala en Tabla A-1, se obtiene que:

$$I_o=4.2$$

$$S_{cr}=1.50g$$

$$S_{1r}=0.55g$$

- De la NSE 2, en tablas 4.5-1 y 4.5-2 para un índice de sismicidad de 4.2 y un sitio clase D, se obtiene que:

$$F_a=1.0$$

$$F_v=1.7$$

- De la NSE 2, en tabla 4.6.2-2 y 4.6.2-3 para una distancia mayor o igual a 15Km a la fuente sísmica más cercana y para todo tipo de fuentes sísmicas, se obtiene:

$$N_a=1.0$$

$$N_v=1.0$$

- De la NSE 2, Tabla 4.2.2-1, se obtiene que para una obra esencial se debe de diseñar para una probabilidad de exceder el sismo de diseño del 5% en 50 años. Por lo que de la NSE 2, Tabla 4.5.5-1, se obtiene que:

$$K_d = 0.80$$

De la NSE 2, ecuación 4.5.3.1, se obtiene que:

$$S_{cs} = S_{cr} \times F_a \times N_a = 1.5 * 1.0 * 1.0 = 1.50g$$

De la NSE 2, ecuación 4.5.5.1, se obtiene que:

$$S_{cd} = S_{cs} \times k_d = 1.50 * 0.80 = 1.20g$$

#### 4.2.2. Peso del muro

Para un tabique de 0.14m, se determina que el peso específico de la mampostería reforzada confinada es de 300 kg/m<sup>2</sup>, por lo que Wp será:

$$W_p = \gamma_m * H = \frac{300kg}{m^2} * 3.5m = 1050kg/m$$

#### 4.2.3. Fuerzas sísmicas (Fp)

Para determinar las fuerzas Fp primero se determinan los valores mínimos y máximos que establece el ASCE para Fp. Aquí el valor S<sub>DS</sub> de ASCE corresponde con el valor de S<sub>CD</sub> de AGIES. El valor de I<sub>P</sub> es 1.0, puesto que no

cumple con los requisitos de 2.2.1. Considerando que H es la altura total del edificio se tiene:

$$H = 10(4.00) = 40.00m$$

$$F_{p(\min)} = 0.3S_{DS}I_pW_p = 0.3 * 1.20 * 1.0 * 1050 = 378.0kg/m$$

$$F_{p(\max)} = 1.6S_{DS}I_pW_p = 1.6 * 1.20 * 1.0 * 1050 = 2016kg/m$$

Posterior a estas variables se determinará la fuerza Fp para los 10 niveles del edificio. Como ejemplo se calculan los valores de los niveles 1, 5 y 10.

$$F_{p1} = \frac{0.4a_p S_{DS} W_p}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \left(1 + 2 \frac{Z(x)}{H}\right) = \frac{0.4 * 1.0 * 1.20 * 1050}{\left(\frac{2.5}{1.0}\right)} * \left(1 + 2 \left(\frac{0}{40.0}\right)\right) =$$

$$201.60kg/m$$

$$F_{p5} = \frac{0.4a_p S_{DS} W_p}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \left(1 + 2 \frac{Z(x)}{H}\right) = \frac{0.4 * 1.0 * 1.20 * 1050}{\left(\frac{2.5}{1.0}\right)} * \left(1 + 2 \left(\frac{16.0}{40.0}\right)\right) =$$

$$362.98kg/m$$

$$F_{p10} = \frac{0.4a_p S_{DS} W_p}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \left(1 + 2 \frac{Z(x)}{H}\right) = \frac{0.4 * 1.0 * 1.20 * 1050}{\left(\frac{2.5}{1.0}\right)} * \left(1 + 2 \left(\frac{36.0}{40.0}\right)\right) =$$

$$564.48kg/m$$

Como puede observarse la magnitud de las fuerzas Fp, aumentan proporcionalmente con respecto a la relación  $1+2*Z(x)/H$  y puede verificarse que desde el nivel 1 al nivel 5, debe de emplearse la fuerza mínima de análisis  $F_{p\min}$ , por lo que deberá de emplearse esta fuerza de diseño, tal como exige el código.

Las fuerzas  $F_p$  a emplear para diseño en los 10 niveles se resumen en la siguiente tabla:

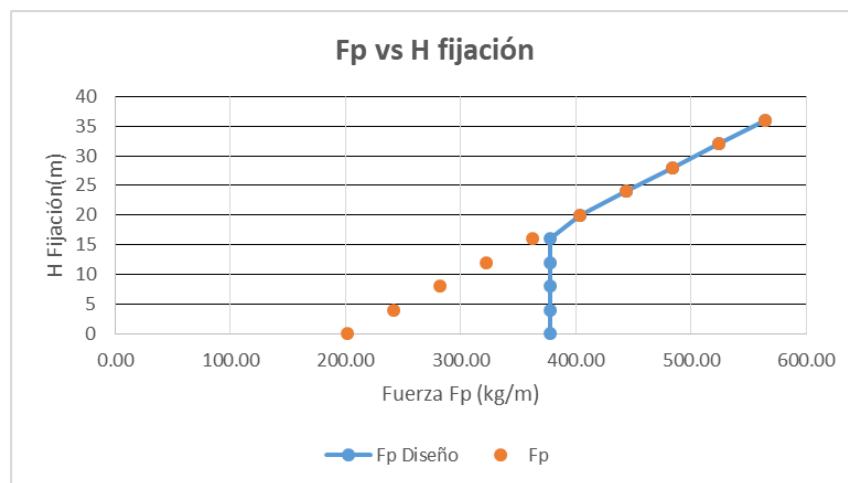
Tabla XXI. Fuerza  $F_p$  para diseño del edificio

Punto de Análisis	$F_p$ (kg/m)
Nivel 1	378.00
Nivel 2	378.00
Nivel 3	378.00
Nivel 4	378.00
Nivel 5	378.00
Nivel 6	403.20
Nivel 7	443.52
Nivel 8	483.84
Nivel 9	524.16
Nivel 10	564.48

Fuente: elaboración propia.

Para observar el comportamiento de la Fuerza  $F_p$ , se muestra la siguiente gráfica en función de la altura.

Figura 38. Comportamiento de  $F_p$  en la edificación



Fuente: elaboración propia.

Como se estableció en el capítulo 2 (dos) del presente trabajo (figura 24 y 25), se determinan los momentos y cortantes de diseño. Se emplearán tanto el modelo biapoyado, como el modelo en voladizo; para el modelo biapoyado (figura 24), se tiene que:

$$V_{apoyo} = Fp/2 \quad , \quad M_{centro} = Fp * \frac{Hm}{4}$$

Y para el modelo en voladizo (figura 25), se tiene que:

$$V_{apoyo} = Fp \quad , \quad M_{apoyo} = Fp * \frac{Hm}{2}$$

Tabla XXII. Cortantes y momentos de diseño para muros

CASO	VOLADIZO		BIAPOYADO	
	V (kg/m)	M <sub>apoyo</sub> (kg-m/m)	V (kg/m)	M <sub>centro</sub> (kg-m/m)
1	378.00	661.50	189.00	330.75
2	378.00	661.50	189.00	330.75
3	378.00	661.50	189.00	330.75
4	378.00	661.50	189.00	330.75
5	378.00	661.50	189.00	330.75
6	413.28	723.24	206.64	361.62
7	453.60	793.80	226.80	396.9
8	493.92	864.36	246.96	432.18
9	534.24	934.92	267.12	467.46
10	574.56	1005.48	287.28	502.74

Fuente: elaboración propia.

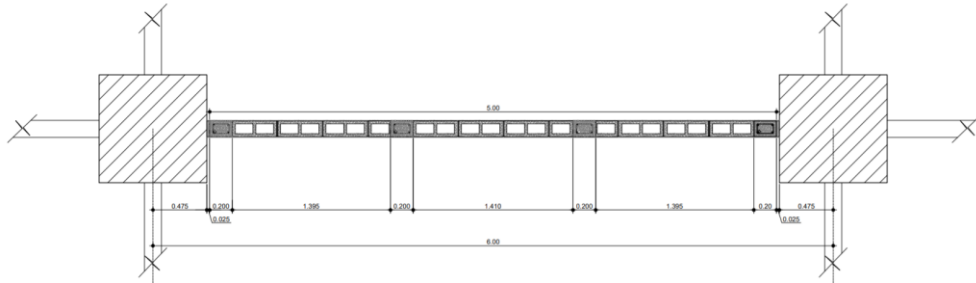
\* Para ambos modelos Hm=3.50m

#### 4.3. Diseño del muro no estructural

Se plantea la configuración de las figuras 37 y 38 de mochetas y soleras para resistir las fuerzas Fp del análisis de cargas:

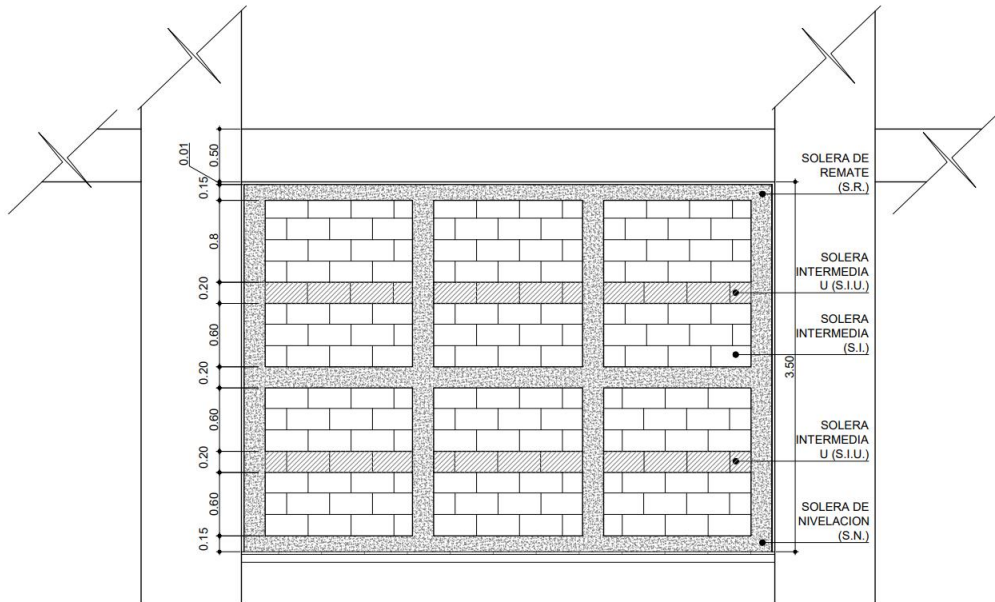


Figura 39. **Planta de muro propuesto**



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD.

Figura 40. **Elevación de muro propuesto**



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD.

Tras determinar las fuerzas de análisis, se determina el cortante resistente, a través de la geometría del muro propuesto y los siguientes parámetros:

- $f_c: 211\text{kg/cm}^2$
- $f_y: 4218\text{kg/cm}^2$
- $d: =14-2.54-2/8(2.54)-0.5(3/8(2.54))=10.35\text{cm}$
- $d': =2.54+2/8(2.54)+0.5(3/8(2.54))= 3.65\text{cm}$
- $As_{\emptyset 2}=0.3167\text{cm}^2$
- $As_{\emptyset 3}=0.7126\text{cm}^2$
- $As_{\emptyset 4}=1.2668\text{cm}^2$

El código establece una cuantía mínima del refuerzo horizontal, la cual debe de ser al menos de 0.0013, por lo que el mínimo del refuerzo horizontal para un metro de altura de muro debe de ser:

$$As_1 = b * t * \rho_1 = 100 * 14 * 0.0013 = 1.82\text{cm}^2$$

$$var_{\emptyset 3} = \frac{1.82\text{cm}^2}{0.7126\text{cm}^2} = 2.554 = 3 \text{ varillas}$$

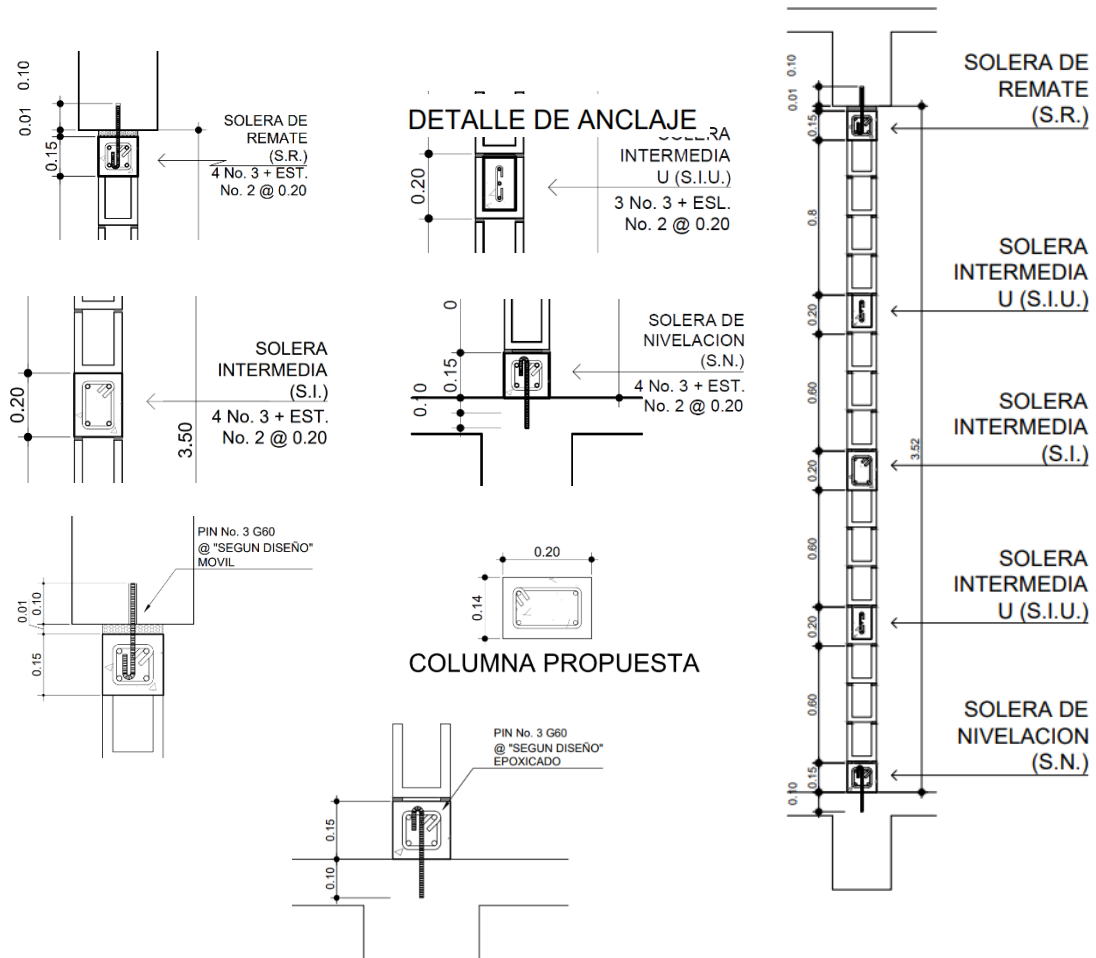
De igual forma establece una cuantía para el mínimo de refuerzo vertical, la cual debe de ser al menos 0.0007, por lo que esta cuantía deberá de ser al menos:

$$As_2 = b * t * \rho_2 = 100 * 14 * 0.0007 = 0.98\text{cm}^2$$

$$var_{\emptyset 3} = \frac{0.98\text{cm}^2}{0.7126\text{cm}^2} = 1.375 = 2 \text{ varillas}$$

\* Menos de estas cuantías no son permitidas por el reglamento, sea muro de carga o no.

Figura 41. Detalle de refuerzo en columnas y soleras



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD.

### 4.3.1. Anclajes de muros

A continuación, se detalla la clasificación de los muros.

#### 4.3.1.1. Muro en voladizo - cortante

- $V_{1-5} = 378.00 \text{ kg/m}$  (Cortante de Piso 1-5 según tabla 22)

$$\emptyset V_{S_{No.3}} = \emptyset (A_v f_y) \quad (\text{Cortante Resistente})$$

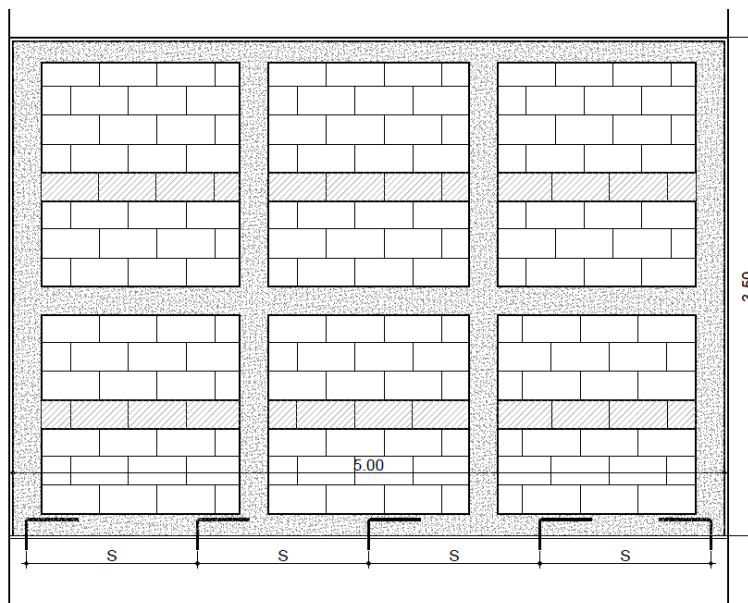
$$\emptyset V_{S_{No.3}} = 0.60(0.7126 \text{ cm}^2 * 4218 \text{ kg/cm}^2) = 1803.45 \text{ kg}$$

- $\Omega V_{1-5} = 3 * 378.00 \text{ kg/m} = 1134.00 \text{ kg/m}$  (Cortante Mayorado para Anclaje de acuerdo a ACI 318-14 17.2.3.5.3 (c))

$$S_{No.3 \ 1-5} = \frac{\emptyset V_{S_{No.3}}}{\Omega V_{1-5}} = \frac{1803.45 \text{ kg}}{1134.00 \text{ kg/m}} = \mathbf{1.59 \text{ m}}$$

$$N_o. \text{Anclajes}_{1-5} = \frac{L_{\text{muro}}}{S_{No.3 \ 1-5}} = \frac{5.00 \text{ m}}{1.59 \text{ m}} + 1.00 = 4.14 \text{ u} \approx \mathbf{5.00 \text{ u}}$$

Figura 42. Anclajes ejercicio muro en voladizo



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD.

#### 4.3.1.2. Muro biapoyado - cortante

- $V_{1-5} = 189.00 \text{ kg/m}$  (Cortante de Piso 1-5 según tabla 22)

$$\emptyset V_{S_{No.3}} = \emptyset(A_v f_y) \quad (\text{Cortante Resistente})$$

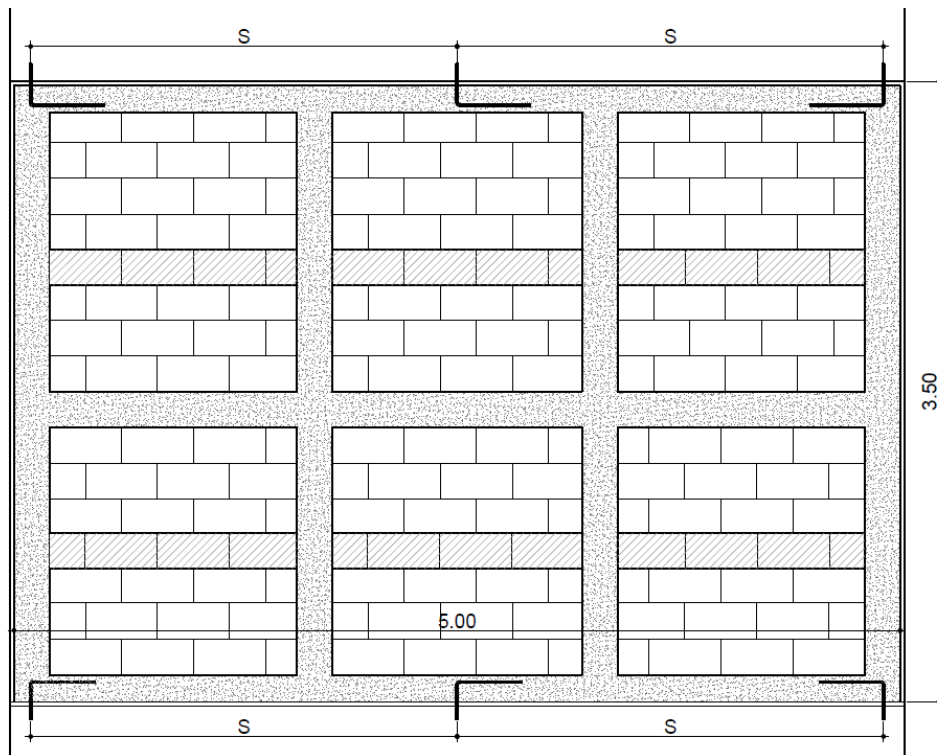
$$\emptyset V_{S_{No.3}} = 0.60(0.7126\text{cm}^2 * 4218\text{kg/cm}^2) = 1803.45\text{kg}$$

- $\Omega V_{1-5} = 3 * 189.00\text{kg/m} = 567.00\text{kg/m}$  (Cortante Mayorado para Anclaje de acuerdo a ACI 318-14 17.2.3.5.3 (c))

$$S_{No.3\ 1-5} = \frac{\emptyset V_{S_{No.3}}}{\Omega V_{1-5}} = \frac{1803.45\ \text{kg}}{567.00\ \frac{\text{kg}}{\text{m}}} = \mathbf{3.18\text{m}}$$

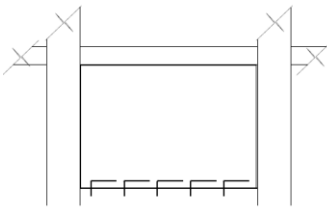
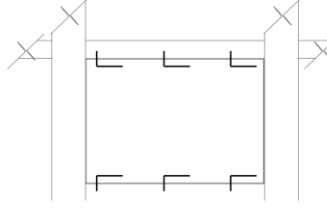
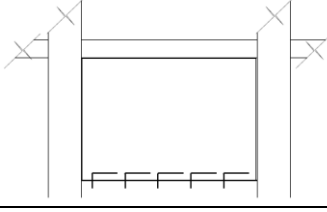
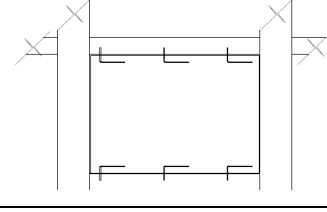
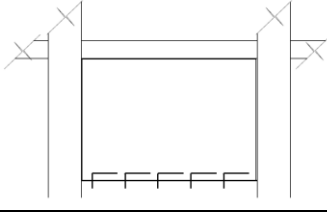
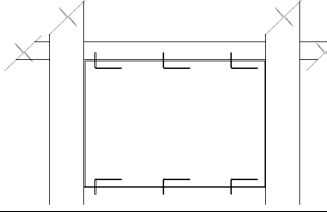
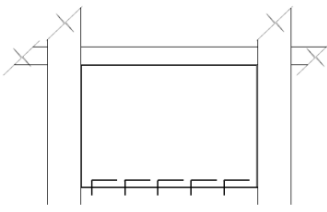
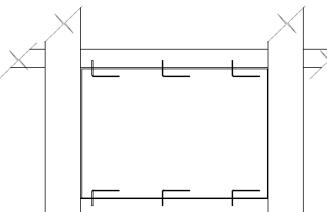
$$N_o.\text{Anclajes}_{1-5} = \frac{L_{\text{muro}}}{S_{No.3\ 1-5}} = \frac{5.00\ \text{m}}{3.18\ \text{m}} + 1.00 = 2.57\ \text{u} \approx \mathbf{3.00\ \text{u}}$$

Figura 43. Anclajes ejercicio muro biapoyado



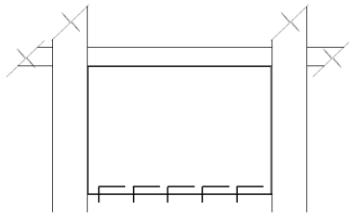
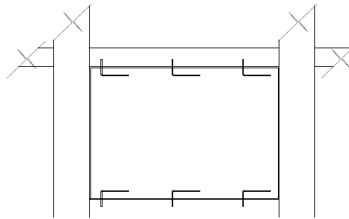
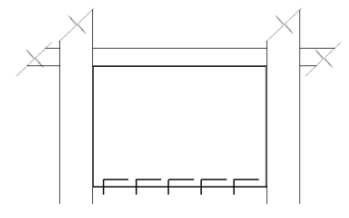
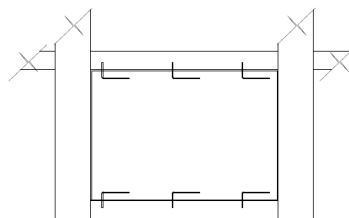
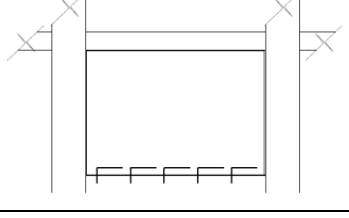
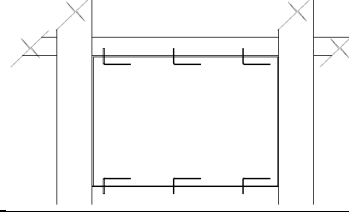
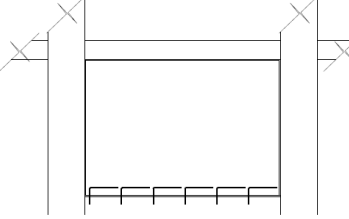
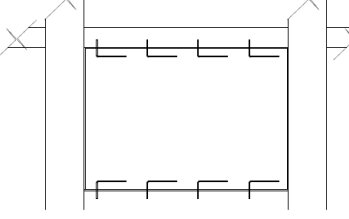
Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD.

Figura 44. Resumen espaciamientos pin de corte No.3 G60 para niveles  
1 al 4

Caso	Voladizo	Biapoyado
Nivel	S <sub>No.3</sub> (No. Anclajes)	S <sub>No.3</sub> (No. Anclajes)
1	1.59m (5.00)	3.18m (3.00)
		
2	3.18m (3.00)	3.18m (3.00)
		
3	1.59 m (5.00)	3.18 m (3.00)
		
4	1.59 m (5.00)	3.18 m (3.00)
		

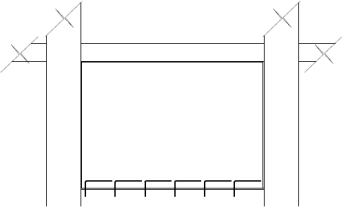
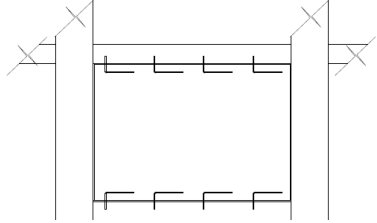
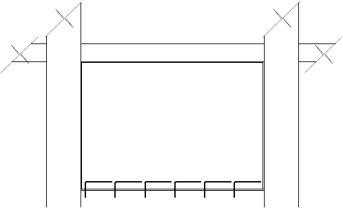
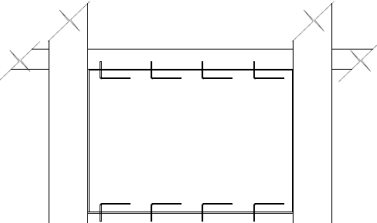
Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD.

Figura 45. Resumen espaciamientos pin de corte No.3 G60 para niveles 5 al 8

Caso	Voladizo	Biapoyado
Nivel	S <sub>No.3</sub> (No. Anclajes)	S <sub>No.3</sub> (No. Anclajes)
5	1.59 m (5.00)	3.18 m (3.00)
		
6	1.49 m (5.00)	2.98 m (3.00)
		
7	1.36 m (5.00)	2.71 m (3.00)
		
8	1.24 m (6.00)	2.48 m (4.00)
		

Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD.

Figura 46. Resumen espaciamientos pin de corte no.3 G60 para niveles 9 y 10

Caso	Voladizo	Biapoyado
Nivel	S <sub>No.3</sub> (No. Anclajes)	S <sub>No.3</sub> (No. Anclajes)
9	1.15 m (6.00)	2.29 m (4.00)
		
10	1.06 m (6.00)	2.13 m (4.00)
		

Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD.

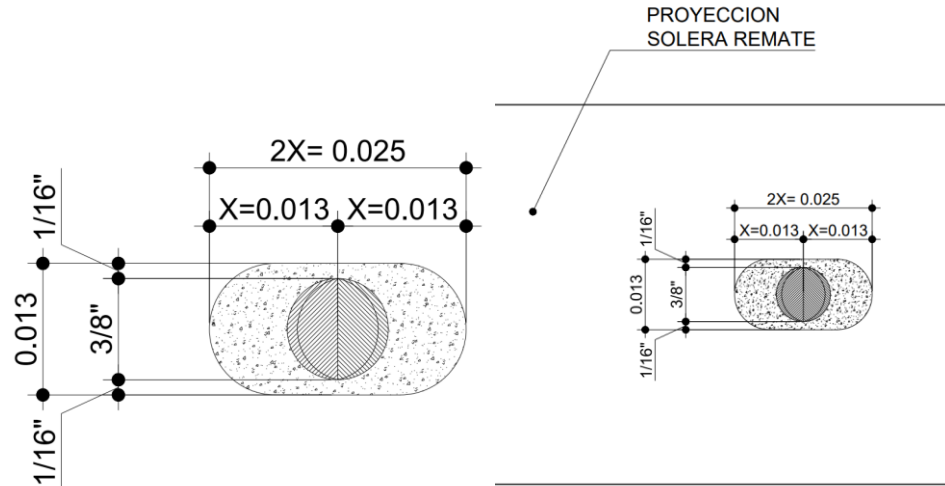
- La capacidad del muro en el plano es mucho mayor que la capacidad en corte fuera del plano, por lo que, no es necesario revisar.
- Para el anclaje móvil se provee una distancia horizontal de perforación, la cual deberá estar limitada por la ductilidad del sistema, a través del factor  $C_d$ , para lo cual se recomienda contemplar la oscilación dentro del rango elástico, por lo que, se promueve la siguiente ecuación:

$$x \geq \frac{0.02H}{C_d}$$

$$x \geq \frac{0.02 * 350.00cm}{5.5} = 1.27cm$$



Figura 47. Detalle anclaje móvil biapoyado en solera superior



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD.

#### 4.3.2. Muro en voladizo – flexión

Utilizando la ecuación del momento resistente se tiene:

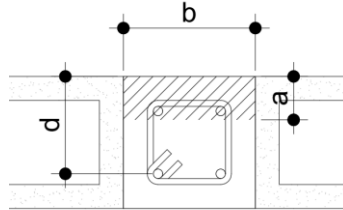
$$M_R = \phi(A_s f_y) \left( d - \frac{a}{2} \right) \therefore a = \beta_1 C \text{ (Ec. 4.1)}$$

$$M_R = 0.90((2 * 1.2668 + 0.7126) \text{cm}^2 * 4220 \text{kg/cm}^2) * \left( 10.35 \text{cm} - \frac{0.85 * 0.35}{2} \right) = 125771.90 \text{kg} - \text{cm/m} \text{ (Momento Resistente)}$$

$$M_{1-5} = 66150.00 \text{kg} - \text{cm/m} \text{ (Momento de Piso 1-5)}$$

$$R_{col} = \frac{M_R}{M_N} = \frac{125143.12 \text{kg-cm/col}}{66150.00 \text{kg-cm/m}} = \frac{1.90 \text{m}}{\text{col}} \geq 1.60 \text{m} \text{ (Se cumple con las condiciones de diseño)}$$

Figura 48. Dimensiones para diseño por flexión



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD.

### 4.3.3. Muro biapoyado – flexión

$$M_{1-5} = 33075.00 \text{ kg} - \text{cm/m} \text{ (Momento de Piso 1-5)}$$

$$M_R = 0.90(2 * 0.7126 \text{ cm}^2 * 4220 \text{ kg/cm}^2) * \left(10.35 \text{ cm} - \frac{0.85 * 0.18}{2}\right) = 55609.53 \text{ kg} - \text{cm/m} \text{ (Momento Resistente)}$$

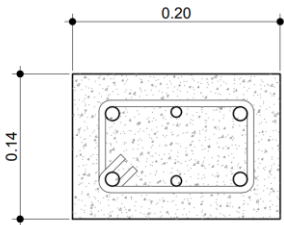
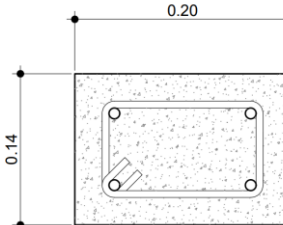
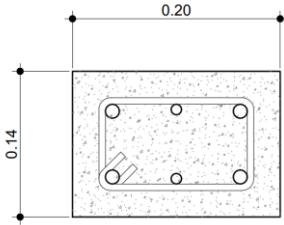
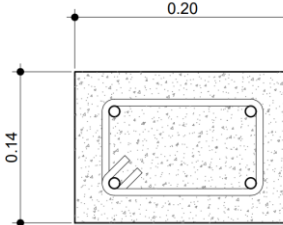
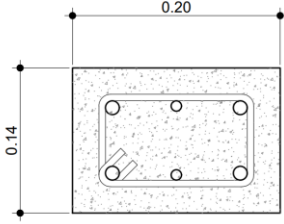
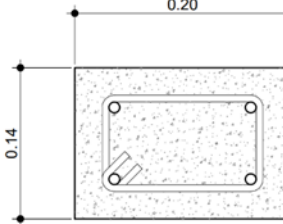
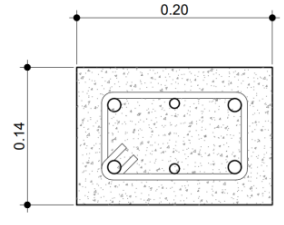
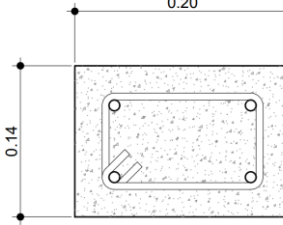
$$R_{col} = \frac{M_R}{M_N} = \frac{55609.53 \text{ kg} - \text{cm/col}}{33075.00 \text{ kg} - \text{cm/m}} = \frac{1.68 \text{ m}}{\text{col}} \geq 1.60 \text{ m}$$

Figura 49. Resumen refuerzo para momento resistente para nivel 1

Caso	Voladizo	Biapoyado
Nivel	Refuerzo	Refuerzo
1	4 No.4 + 2 No. 3 (G60)	4 No.3 (G60)

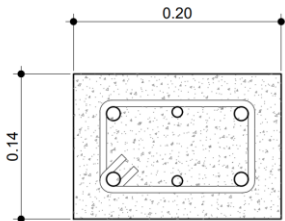
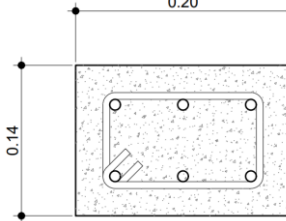
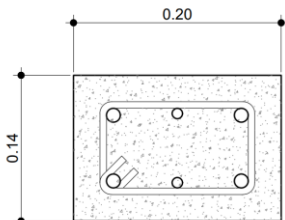
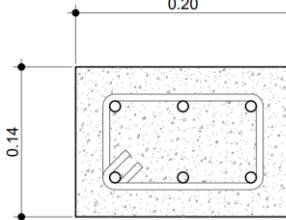
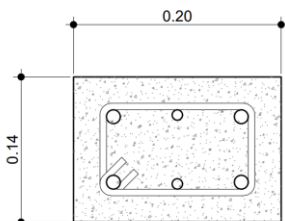
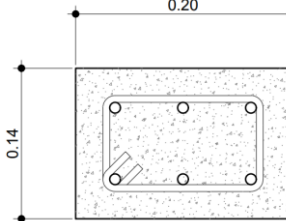
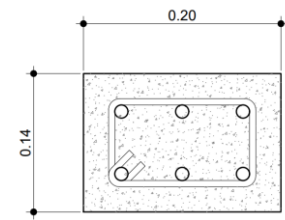
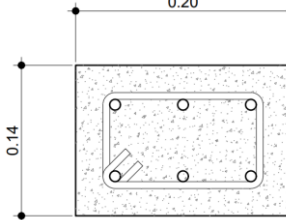
Fuente: elaboración propia.

Figura 50. Resumen refuerzo para momento resistente para niveles 2 al 5

Caso	Voladizo	Biapoyado
Nivel	Refuerzo	Refuerzo
2	4 No.4 + 2 No. 3 (G60)	4 No.3 (G60)
		
3	4 No.4 + 2 No. 3 (G60)	4 No.3 (G60)
		
4	4 No.4 + 2 No. 3 (G60)	4 No.3 (G60)
		
5	4 No.4 + 2 No. 3 (G60)	4 No.3 (G60)
		

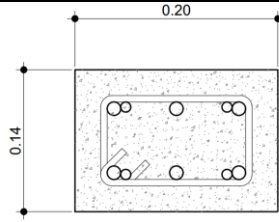
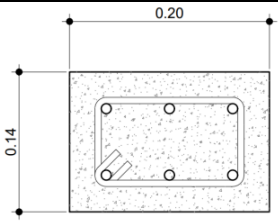
Fuente: elaboración propia.

Figura 51. Resumen refuerzo para momento resistente para niveles 6 al 9

Caso	Voladizo	Biapoyado
Nivel	Refuerzo	Refuerzo
6	4 No.4 + 2 No. 3 (G60)	6 No.3 (G60)
		
7	4 No.4 + 2 No. 3 (G60)	6 No.3 (G60)
		
8	4 No.4 + 2 No. 3 (G60)	6 No.3 (G60)
		
9	6 No.4 (G60)	6 No.3 (G60)
		

Fuente: elaboración propia.

Figura 52. Resumen refuerzo para momento resistente para nivel 10

Caso	Voladizo	Biapoyado
Nivel	Refuerzo	Refuerzo
10	6 No.4 + 4 No. 3 (G60)	6 No.3 (G60)
		

Fuente: elaboración propia.

#### 4.3.4. Muro biapoyado – alternativa de conexión Pernada

- $V_{1-5} = 189.00 \text{ kg/m}$  (Cortante de Piso 1-5 según tabla 22)

$$\phi R_N = \phi * n * F_{nv} * A_b \quad (\text{Cortante Resistente Perno})$$

- $\phi R_N = 0.75 * 2 * 68 \text{ ksi} * \left( \frac{\pi}{4} \left( \frac{3}{8} \text{ in} \right)^2 \right) = 11.27 \text{ kips} = 5122.73 \text{ kg/conexión}$

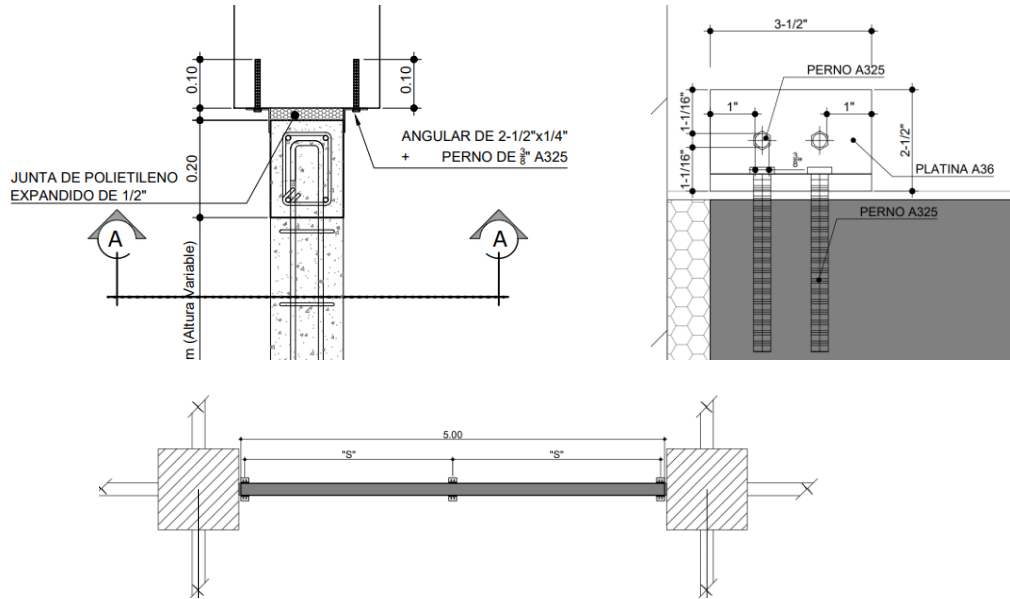
(2 Pernos  $\phi 3/8$  A325)

- $\Omega V_{1-5} = 3 * 189.00 \text{ kg/m} = 567.00 \text{ kg/m}$  (Cortante Mayorado para Anclaje de acuerdo a ACI 318-14 17.2.3.5.3 (c))

$$S_{No.3 \ 1-5} = \frac{\phi V_{S_{No.3}}}{\Omega V_{1-5}} = \frac{5122.73 \text{ kg}}{567.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}}} = 9.04 \text{ m}$$

$$N_o. \text{Anclajes}_{1-5} = \frac{L_{\text{muro}}}{S_{No.3 \ 1-5}} = \frac{5.00 \text{ m}}{9.04 \text{ m}} + 1.00 = 2.57 \text{ u} \approx 2.00 \text{ u}$$

Figura 53. Detalle conexión superior pernada



Fuente: elaboración propia utilizando AutoCAD.

#### 4.3.5. Muro en voladizo – deflexiones

Para los muros en voladizo se tiene:

- $F_{p_{1-5}} = 378.00 \text{ kg/m}$  (Fuerza de Piso 1-5 según tabla 21)

$$\Delta_{max} = \frac{5F_p H_m^3}{48E_m I} \quad (\text{Deflexión máxima})$$

$$\Delta_{max} = \frac{5F_p H_m^3}{48E_m I} = \frac{5F_p H_m^3}{48 * 900 f'_m * \left(\frac{1}{12} b t^3\right)} =$$

$$\frac{5 * 378.00 \text{ kg} * (350.00 \text{ cm})^3}{48 * 900 * 0.7 * 100 \text{ kg/cm}^2 * \left(\frac{1}{12} * 100 \text{ cm} * (14.00 \text{ cm})^3\right)} = 1.17 \text{ cm}$$

Figura 54. Deflexión muro voladizo



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD.

#### 4.3.6. Muro biapoyado – deflexiones

Para los muros biapoyados se tiene:

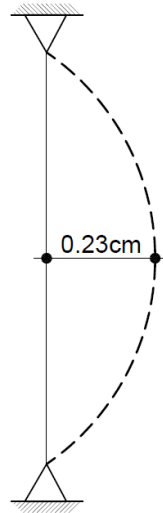
- $F_{p_{1-5}} = 378.00 \text{ kg/m}$  (fuerza de piso 1-5 según tabla 21)

$$\Delta_{max} = \frac{F_p H_m^3}{48 E_m I} \quad (\text{Deflexión máxima})$$

$$\Delta_{max} = \frac{F_p H_m^3}{48 E_m I} = \frac{F_p H_m^3}{48 * 900 f'_m * \left(\frac{1}{12} b t^3\right)} =$$

$$\frac{378.00 \text{ kg} * (350.00 \text{ cm})^3}{48 * 900 * 0.7 * 100 \text{ kg/cm}^2 * \left(\frac{1}{12} * 100 \text{ cm} * (14.00 \text{ cm})^3\right)} = 0.23 \text{ cm}$$

Figura 55. **Deflexión máxima muro biapoyado**



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD.

Tabla XXIII. **Tabla resumen deflexiones**

<b>NIVEL</b>	<b>BIAPOYADO</b>	<b>VOLADIZO</b>
	$\Delta_{\max}$	$\Delta_{\max}$
<b>1</b>	0.234	1.172
<b>2</b>	0.234	1.172
<b>3</b>	0.234	1.172
<b>4</b>	0.234	1.172
<b>5</b>	0.234	1.172
<b>6</b>	0.256	1.281
<b>7</b>	0.281	1.406
<b>8</b>	0.306	1.531
<b>9</b>	0.331	1.656
<b>10</b>	0.356	1.781

Fuente: elaboración propia.



## 5. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

### 5.1. Determinación de características del muro

Las características generales del muro a utilizar se describen en la siguiente tabla:

Tabla XXIV. **Características de materiales**

<b>Característica</b>	<b>Calculado</b>	<b>A Utilizar</b>	<b>Observaciones</b>
Grosor del muro	0.117 m	0.14 m	Es el encontrado en el mercado.
Resistencia del block	1.625 Kg/cm <sup>2</sup>	66 Kg/cm <sup>2</sup>	Uso no estructural
Mortero	Mortero tipo S (125.0 kg/cm <sup>2</sup> )	Mortero tipo S (125.0 kg/cm <sup>2</sup> )	Recomendado por AGIES

Fuente: elaboración propia.

### 5.2. Determinación de la carga sísmica en el muro

La carga sísmica en el muro calculada se describe a continuación.

#### 5.2.1. Parámetros sísmicos

Todos los parámetros calculados en la sección 4.2.1 se rigen al normativo NSE2-18 (Demandas estructurales y condiciones de sitio) para un edificio ubicado en la Ciudad de Guatemala.

### 5.2.2. Peso del muro

Utilizando el peso específico de la mampostería reforzada confinada es de 300 kg/m<sup>2</sup>, por lo que  $W_p = 1,050 \text{ Kg/m}$  para un muro de 3.50 metros de altura.

### 5.2.3. Fuerzas sísmicas ( $F_p$ )

Las fuerzas  $F_p$  para un edificio de 10 niveles mínimas y máximas esperadas son los siguientes:

- Fuerza sísmica horizontal mínima,  $F_{p(\min)} = 378.0 \text{ kg/m}$
- Fuerza sísmica horizontal máxima,  $F_{p(\max)} = 2,016 \text{ kg/m}$

Cuando encontramos en la ecuación general para el cálculo de  $F_p$  no debe ser menor ni mayor a las cantidades anteriores, para esto se utilizó el valor  $S_{DS}$  de ASCE que corresponde al valor de  $S_{CD}$  de AGIES calculado en la sección 4.2.1 de este documento. Por otra parte el valor de  $I_p$ , que es el factor de importancia es 1.0, puesto que se tratan de muros no estructurales y no cumple ninguna de las condiciones expuestas en la sección 2.2.1.

### 5.3. Diseño del muro no estructural

El diseño del muro no estructural es el siguiente:

### **5.3.1. Anclajes de muros**

A continuación, los anclajes de muros.

#### **5.3.1.1. Muro en voladizo - cortante**

Para un muro en voladizo confinado se espera una fuerza cortante de 378.00kg/m, siguiendo las recomendaciones del ACI 318-14 17.2.3.5.3 (c), los anclajes necesarios deben colocarse a cada 1.59 metros de separación.

#### **5.3.1.2. Muro biapoyado - cortante**

Para un muro biapoyado confinado se espera una fuerza cortante de 189.00kg/m, los anclajes necesarios deben colocarse a cada 3.18 metros de separación tanto en la parte superior como en la inferior. Solo que en la parte superior el anclaje lleva una holgura para que exista libertad de movimiento del muro.

#### **5.3.1.3. Comparativo muro en voladizo y muro biapoyado en cortante**

Como se puede ver, los muros confinados en voladizo esperan una mayor fuerza cortante que los biapoyados, por lo que demandan mayor cantidad de anclajes (refuerzo de acero) en la parte inferior y ninguno en la superior, sin embargo, los muros biapoyados requieren que los anclajes sean colocados tanto en la parte inferior y en la superior.

Para los los pisos 1 al 7 de acuerdo con la tabla XXI se requieren 5 para el muro en voladizo y 3 para el biapoyado; y de los piso 8 al 10 requieren 6 para el muro en voladizo y 4 para el biapoyado.

### **5.3.2. Flexión**

La flexión calculada varia de acuerdo con el tipo de muro a analizar.

#### **5.3.2.1. Muro en voladizo – flexión**

Para un muro en voladizo confinado para secciones de 0.14 m. x 0.20 m de los niveles 1 al 8 se requiere un refuerzo de 4 No.4 + 2 No. 3 (G60); para el piso 9 un refuerzo de 6 No.4 (G60) y para el piso 10 un refuerzo de 6 No.4 + 4 No. 3 (G60) para obtener una relación de 1.60 de factor de seguridad (1.50 es el mínimo).

#### **5.3.2.2. Muro biapoyados – flexión**

Para un muro biapoyado confinado para secciones de 0.14 m. x 0.20 m de los niveles 1 al 6 se requiere un refuerzo de 4 No. 3 (G60); para los pisos 7 al 10 un refuerzo de 6 No.3 (G60) para obtener una relación de 1.60 de factor de seguridad (1.50 es el mínimo).

#### **5.3.2.3. Comparativo muro en voladizo y muro biapoyado en flexión**

Se observa que, para los muros en voladizo, los requerimientos de refuerzo vertical de acero son grandes, inclusive saturando de acero la sección del área de concreto, por lo que es técnica y económicamente inviable, sin embargo, para los muros biapoyados el área de refuerzo de acero se conserva, por lo que es aceptable y cumple tanto en áreas de acero mínimo y máximo, así como en el área de sección de concreto.

### **5.3.3. Muro biapoyado – alternativa de conexión pernada**

Para un muro biapoyado confinado existe la posibilidad de realizar conexiones pernadas para el anclaje, considerando que se espera una fuerza cortante de 189.00kg/m, los anclajes necesarios son 2 pernos de diametro 3/8 con especificación A325 en la parte superior. Estos pernos se colocan mediante platinas de acero en ambas caras del muro

Para la colocación de estas platinas perneadas se debe tener el cuidado de colocarlos de tal manera que exista libertad de movimiento del muro de mamposteria en la parte superior, a manera que se comporten independientemente de la estructura principal, para lo cual las platinas deben tener una holgura para ambas caras del muro de 1 centímetro como mínimo.

### **5.3.4. Deflexiones**

Las deflexiones en los muros varia de acuerdo al tipo de muro analizado.

#### **5.3.4.1. Muro en voladizo – deflexiones**

De acuerdo con los cálculos realizado en la sección 4.3.5 la deflexión permisible para los muros en voladizo es de 1.17 cms.

#### **5.3.4.2. Muro biapoyado – deflexiones**

De acuerdo con los cálculos realizado en la sección 4.3.6 la deflexión permisible para los muros biapoyados es de 0.23 cms para los niveles 1 al 5 y va teniendo incrementos lineales hasta llegar a 0.356 cms al nivel 10.

#### **5.3.4.3. Comparativo muro en voladizo y muro biapoyado en deflexiones**

Se observa que, para los muros en voladizo, los requerimientos de deflexiones permisibles se toman en la parte superior del muro y en los biapoyados en la parte central debido al tipo de conexión.

## CONCLUSIONES

1. La normativa ASCE 7-10 es un buen referente para el diseño de muros de mampostería no estructurales, ya que es compatible con la normativa guatemalteca de AGIES y se utilizan criterios de seguridad de sismo resistencia similares.
2. La adaptación de procedimiento dado por la normativa ASCE 7-10 se realizó utilizando los criterios estipulados por AGIES principalmente a los elementos de refuerzo horizontales y verticales.
3. Al ejemplificar el caso planteado de una edificación de 10 (diez) niveles, con una altura típica de 4.00m por nivel, se pudo adaptar la metodología propuesta por la normativa ASCE 7-10 utilizando los factores estipulados por la normativa guatemalteca de AGIES.
4. Mediante la utilización de la normativa ASCE 7-10, se pudo verificar numéricamente la contribución de la fuerza sísmica a distintas alturas, el comportamiento en los primeros niveles de los edificios predomina la carga lateral mínima del reglamento y en los niveles superiores la carga va aumentando gradualmente hasta llegar al máximo, por lo que los muros en los niveles superiores demandan mayor refuerzo que en los niveles inferiores.





## RECOMENDACIONES

1. A AGIES, que implemente normas y procedimientos para los muros no estructurales de mampostería utilizados en los edificios de la Ciudad de Guatemala.
2. Que aplique la metodología presentada por la ASCE 7/2010 ya que es conservadora, con el objeto de simplificar y prevenir malas prácticas constructivas, y además deben de considerarse las especificaciones del presente estudio.
3. A futuros investigadores de la Maestría de Estructuras, que desarrollen un programa de investigación para llevar a cabo normas y procedimientos para los muros no estructurales de mampostería utilizados en los edificios de la Ciudad de Guatemala.
4. A entidades de Investigación, que implementen proyectos de investigación que exploren la aplicabilidad en Guatemala de otros normativos internacionales existentes, tomando en cuenta este estudio.



## REFERENCIAS

1. ACI-318-14. (2014). *Requisitos de Reglamento para concreto estructural*. Estados Unidos. Autor.
2. AGIES. (2018). *AGIES NSE 3-18, Diseño estructural de edificaciones*. Guatemala: Gobierno de Guatemala.
3. Amrhein, J. (1998). *Reinforced Masonry Engineering Handbook-Clay and Concrete Masonry*. EE.UU.: Masonry Institute of America, Fifth Edition Updated.
4. Archila, P. (2004). *Métodos para construcción de vivienda, utilizando materiales tecnológicos actuales: electropanel, tabla yeso, fibrocemento y fibroyeso*. (Tesis de grado). Universidad San Carlos de Guatemala. Guatemala.
5. ASCE/SEI 7-10, A. S. (2010). *Seismic Design Requirements for Nonstructural Components*. EE.UU: American Society of Civil Engineer.
6. CENAPRED. (2007). *Elementos no estructurales*. Mexico: Cenapred.
7. Chorro, A. A., Alvarado, s. g., y Ramirez, J. A. (2004). *Diseño de elementos estructurales en edificios de concreto reforzado*. (Tesis de grado). Universidad de El Salvador. El Salvador. Recuperado de <http://ri.ues.edu.sv/id/eprint/4581>.

8. FEMA-74, F. E. (1994). *Reducing the risk of nonstructural earthquake damage*. Washinton, EE.UU: Basic Procedures Manual, FEMA-74, Third edition.
9. García, C. L. (2010). *Implementación del sistema de controles de producción para la elaboración de la espuma de poliuretano, para la industria manufacturera*. (Tesis de grado). Universidad San Carlos de Guatemala. Guatemala.
10. ITEA, I. T. (2016). *Diseño Sismico*, (Tomo 21). España: ITEA-Scribd.
11. Mejía C, L. G. (2011). *Análisis y Diseño Sismorresistente de Elementos de Fachada y Muros interiores en Mampostería o Driwall de acuerdo al reglamento colombiano NSR-10*. Colombia: Araca Editores.
12. Minera Lauren S.A. (2016). *Manual de instalación para muros no portantes*. (12ª. edición). Perú: LACASA.
13. Minvu, N. O. (2013). *Diseño Sismico de Componentes y Sistemas no Estructurales*. Chile: Minvu.
14. NEHRP. (2015). *Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures*. Estados Unidos: Autor.
15. NSE4-10. (2010). *Normas de Seguridad Estructural. Requisitos prescriptivos para viviendas y edificaciones menores de uno y dos niveles*. Guatemala: AGIES.

16. NSE-7.4-18. (2018). *AGIES NSE 7.44-18, Diseño estructural de edificaciones*. Guatemala: Gobierno de Guatemala.
17. NTG41054, C. (2011). *Bloques huecos de concreto para muros. Especificaciones*. Guatemala. COGUANOR.
18. Ramírez, E. Y. (2009). *Recomendaciones para el diseño en mampostería de viviendas mínimas, menores a 50 m<sup>2</sup>*. (Tesis de grado). Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala.
19. Rossal, H. R., y Recinos, O. G. (2015). *Evaluación de alternativas de reciclaje de poliestireno expandido (duroport)*. Guatemala. Editorial universitaria.
20. Santafe. (1998). *Manual de Diseño. Muros Divisorios y de Fachada en Mampostería según Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo-resistente NSR 10*. Colombia: Autor.