



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

**PROPUESTA DE NORMAS DE DISEÑO MÍNIMO DE VIVIENDAS URBANAS PARA EL
DEPARTAMENTO DE SUCHITEPÉQUEZ, CONSIDERANDO LO ESTABLECIDO EN EL AGIES PARA
LA ZONA DE SUBDUCCIÓN Y NORMAS QUE ASEGUREN UNA CONSTRUCCIÓN DE CALIDAD**

Sammy Edgardo López Paz
Asesorado por el Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila

Guatemala, noviembre de 2013

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**PROPUESTA DE NORMAS DE DISEÑO MÍNIMO DE VIVIENDAS URBANAS PARA EL
DEPARTAMENTO DE SUCHITEPÉQUEZ, CONSIDERANDO LO ESTABLECIDO EN EL AGIES PARA
LA ZONA DE SUBDUCCIÓN Y NORMAS QUE ASEGUREN UNA CONSTRUCCIÓN DE CALIDAD**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

SAMMY EDGARDO LÓPEZ PAZ

ASESORADO POR EL ING. MARIO RODOLFO CORZO ÁVILA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, NOVIEMBRE DE 2013

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Walter Rafael Véliz Muñoz
VOCAL V	Br. Sergio Alejandro Donis Soto
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

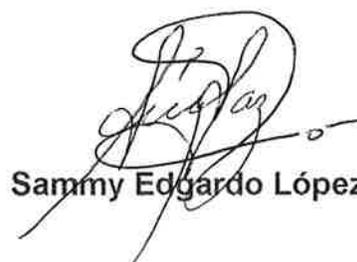
DECANO	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Víctor Manuel López Juárez
EXAMINADOR	Ing. Luis Estuardo Saravia Ramírez
EXAMINADOR	Ing. Nicolás de Jesús Guzmán Sáenz
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

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:

PROPUESTA DE NORMAS DE DISEÑO MÍNIMO DE VIVIENDAS URBANAS PARA EL DEPARTAMENTO DE SUCHITEPÉQUEZ, CONSIDERANDO LO ESTABLECIDO EN EL AGIES PARA LA ZONA DE SUBDUCCIÓN Y NORMAS QUE ASEGUREN UNA CONSTRUCCIÓN DE CALIDAD

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha julio de 2010.



Sammy Edgardo López Paz

Guatemala, 17 de julio de 2013.

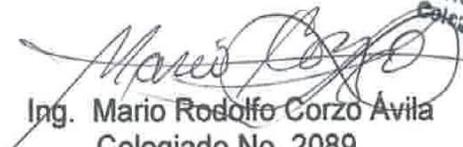
Ingeniero
Ing. Ronald Estuardo Galindo.
Jefe del Departamento de Estructuras
Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero:

Cumpliendo con lo resuelto por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, se procedió a la asesoría y revisión del trabajo de graduación titulado: **PROPUESTA DE NORMAS DE DISEÑO MINIMO DE VIVIENDAS URBANAS PARA EL DEPARTAMENTO DE SUCHITEPEQUEZ, CONSIDERANDO LO ESTABLECIDO EN EL AGIES PARA LA ZONA DE SUBDUCCIÓN Y NORMAS QUE ASEGUREN UNA CONSTRUCCIÓN DE CALIDAD**, presentado por el estudiante Sammy Edgardo López Paz, quien fue debidamente asesorada por el suscrito.

Considerando que el trabajo de graduación se ha desarrollado satisfactoriamente y cumple con los objetivos que motivaron la selección de dicho tema, hago de su conocimiento que apruebo el trabajo realizado.

Sin otro particular, atentamente:


Ing. Mario Rodolfo Corzo Avila
Colegiado No. 2089.
Asesor de Trabajo de Graduación

Mario Rodolfo Corzo A.
INGENIERO CIVIL
Colegiado No. 2089



USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA
Escuela de Ingeniería Civil



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila y del Jefe del Departamento de Estructuras, Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera, al trabajo de graduación del estudiante Sammy Edgardo López Paz, titulado **PROPUESTA DE NORMAS DE DISEÑO MÍNIMO DE VIVIENDAS URBANAS PARA EL DEPARTAMENTO DE SUCHITEPÉQUEZ, CONSIDERANDO LO ESTABLECIDO EN EL AGIES PARA LA ZONA DE SUBDUCCIÓN Y NORMAS QUE ASEGUREN UNA CONSTRUCCIÓN DE CALIDAD**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, noviembre de 2013.

Ha ~~de~~ **134** años de Trabajo Académico y Mejora Continua





USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA
Escuela de Ingeniería Civil



Guatemala,
7 de octubre de 2013

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación PROPUESTA DE NORMAS DE DISEÑO MÍNIMO DE VIVIENDAS URBANAS PARA EL DEPARTAMENTO DE SUCHITEPÉQUEZ, CONSIDERANDO LO ESTABLECIDO EN EL AGIES PARA LA ZONA DE SUBDUCCIÓN Y NORMAS QUE ASEGUREN UNA CONSTRUCCIÓN DE CALIDAD, desarrollado por la estudiante de Ingeniería Civil Sammy Edgardo López Paz, quien contó con la asesoría del Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS



Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua



Universidad de San Carlos
De Guatemala

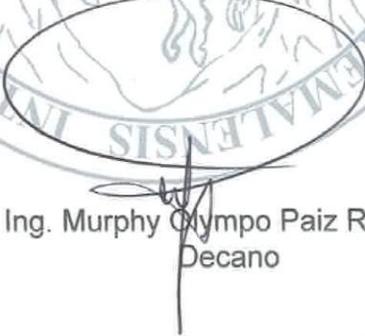


Facultad de Ingeniería
Decanato

Ref. DTG.820-2013

El Decano 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 Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **PROPUESTA DE NORMAS DE DISEÑO MÍNIMO DE VIVIENDAS URBANAS PARA EL DEPARTAMENTO DE SUCHITEPÉQUEZ, CONSIDERANDO LO ESTABLECIDO EN EL AGIES PARA LA ZONA DE SUBDUCCIÓN Y NORMAS QUE ASEGUREN UNA CONSTRUCCIÓN DE CALIDAD**, presentado por el estudiante universitario: **Sammy Edgardo López Paz**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.


Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Decano

Guatemala, noviembre de 2013



/cc

ACTO QUE DEDICO A:

- Dios** Por ser el ente supremo que me dio la oportunidad de la vida, su amor, ser mi soporte y fuerza ante las adversidades de cada día.
- Mis padres** Edgardo López y María Elizabeth Paz, con todo mi amor, por su apoyo incondicional en estos años, así como por su esfuerzo que hoy da frutos.
- Mi familia** Que la compone mi hermano, abuelos, tíos y primos, por ser parte de este gran recorrido de sueños, metas y triunfos.
- Mis amigos** Por acompañarme en el transcurso de la carrera y ser parte de este logro que bien saben el esfuerzo que se necesita.

AGRADECIMIENTOS A:

- Dios** Por ser siempre quien me acompaña en cada momento de mi vida, darme la oportunidad de culminar otro logro más y poder compartirlo con mis seres queridos.
- Mis padres** Por su cariño, comprensión y apoyo en el trascurso de mi vida, así también por ser ejemplo de perseverancia.
- Mi asesor** Ing. Mario Corzo, por su apoyo, paciencia, motivación y conocimiento brindado que sin él este trabajo y logro no se hubiera cumplido.
- Mi familia** Por estar siempre pendientes de mí, formar parte y apoyo en la travesía de este logro.
- Mis amigos** Porque día a día me apoyaron y compartieron mis penas, enojos, alegrías y logros. Gracias mucha por su ayuda y amistad.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	XI
LISTA DE SÍMBOLOS	XIX
GLOSARIO	XXIII
RESUMEN.....	XXIX
OBJETIVOS.....	XXXI
INTRODUCCIÓN	XXXIII
1. NORMAS.....	1
1.1. Definición.....	1
1.2. Importancia.....	1
1.3. Tipos de normas.....	2
1.4. Uso	3
1.5. Aplicación de las normas.....	4
2. SITUACIÓN SÍSMICA DE GUATEMALA	5
2.1. Guatemala y su ubicación geográfica.....	5
2.2. Placas tectónicas y fallas del país	6
2.3. Antecedentes sísmicos.....	8
2.3.1. Desastres.....	8
2.3.2. La amenaza sísmica.....	9
2.3.3. Principales eventos sísmicos del siglo XX en Guatemala	9
2.3.3.1. El terremoto de 1902	9
2.3.3.2. El terremoto de 1913	10
2.3.3.3. Los terremotos de 1917 y 1918	10

2.3.3.4.	El terremoto de 1942.....	11
2.3.3.5.	El terremoto de 1959.....	12
2.3.3.6.	El terremoto de 1976.....	12
2.3.3.7.	El terremoto de Uspantán en 1985.....	13
2.3.3.8.	El terremoto de Pochuta en 1991.....	13
2.3.3.9.	El sismo del 10 de enero de 1998.....	14
2.4.	Clasificación del país en regiones según riesgo sísmico	16
2.4.1.	Evaluación cualitativa y cuantitativa de la sismicidad.....	16
2.4.2.	Geología.....	17
2.4.3.	Zonificación sísmica (según AGIES)	20
3.	ANÁLISIS DE LAS CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA DE SUCHITEPÉQUEZ	21
3.1.	Tipo de suelo.....	21
3.2.	Materiales disponibles y su calidad para la construcción	21
3.2.1.	Cemento y cal	22
3.2.2.	Block	22
3.2.3.	Arena.....	22
3.2.4.	Piedrín.....	22
3.2.5.	Acero.....	23
3.3.	Conocimiento y calidad constructiva de la mano de obra	23
3.4.	Situación actual de las edificaciones luego de los últimos sismos.....	24
4.	CÓDIGOS, NORMAS Y REFERENCIAS UTILIZADAS EN EL PAÍS PARA REALIZAR CONSTRUCCIONES	29
4.1.	Tipos utilizados e importancia de su uso.....	29
4.1.1.	Norma estructural.....	29

4.1.2.	Normas de registro de patente de calidad	30
4.1.3.	Normas de aceptación de aplicabilidad consuetudinarias.....	30
4.1.4.	Normas de reconocimiento internacional.....	30
4.1.5.	Normas nacionales y normas municipales	31
4.2.	Conocimiento y utilización en el área de Suchitepéquez.....	31
4.3.	Alcance de los normativos creados en otros países que se aplican en Guatemala.....	31
4.4.	Normativos creados en el país	32
5.	PROPUESTA DE NORMA DE DISEÑO SISMO RESISTENTE PARA VIVIENDA URBANA	33
5.1.	Suelo	33
5.1.1.	Tipos de suelos.....	33
5.1.1.1.	Gravas	33
5.1.1.2.	Arenas	34
5.1.1.3.	Limos	34
5.1.1.4.	Arcillas	35
5.1.1.5.	Talpetate.....	36
5.1.2.	Suelos de bajo valor soporte	36
5.1.3.	Importancia del análisis de suelo.....	37
5.1.4.	Estabilización de suelos	39
5.1.4.1.	Requisitos de la estabilización.....	39
5.1.4.2.	Tipos.....	39
5.1.4.2.1.	Por compactación.....	40
5.1.4.2.2.	Con cal	41
5.1.4.2.3.	Con cemento	47
5.1.4.2.4.	Con derivados del petróleo	53

5.1.5.	Incidencia del nivel freático en un suelo	58
5.1.6.	Propuesta para el tipo de suelo de Suchitepéquez.....	59
5.2.	Materiales de construcción.....	59
5.2.1.	Definición.....	59
5.2.2.	Materiales utilizados para viviendas en mampostería	59
5.2.2.1.	Unidades de mampostería (UM)	60
5.2.2.2.	Tipos de unidades de mampostería	60
5.2.2.3.	Propiedades físicas	62
5.2.2.4.	Mampostes utilizados en Guatemala ...	65
5.2.2.4.1.	Block	65
5.2.2.4.2.	Ladrillo.....	71
5.2.2.5.	Agregados	72
5.2.2.5.1.	Agregado fino.....	74
5.2.2.5.2.	Agregado grueso.....	75
5.2.2.6.	Aglomerantes	77
5.2.2.6.1.	Clasificación	77
5.2.2.6.2.	Cemento.....	78
5.2.2.6.3.	Cal.....	81
5.2.2.7.	Acero	82
5.2.2.7.1.	Mallas de alambre soldadas.....	85
5.2.2.7.2.	Refuerzo de juntas	88
5.2.2.7.3.	Protección contra la corrosión	90
5.2.2.8.	Madera	92
5.2.3.	Mezclas	93
5.2.3.1.	Mortero	93

	5.2.3.1.1.	Tipos.....	94
	5.2.3.1.2.	Propiedades del mortero	99
	5.2.3.2.	<i>Grout</i>	100
	5.2.3.2.1.	Condiciones de utilización del <i>grout</i>	101
	5.2.3.3.	Agua	102
5.3.		Cimientos.....	104
	5.3.1.	Definición	104
	5.3.2.	Cimiento corrido.....	104
	5.3.2.1.	Factores que debe cumplir una buena cimentación.....	107
	5.3.3.	Zapatas.....	108
	5.3.4.	Diseño y refuerzo.....	108
5.4.		Condiciones generales en la mampostería.....	109
	5.4.1.	Métodos de diseño	109
	5.4.1.1.	Esfuerzos permisibles, conocido como esfuerzos de trabajo.....	110
	5.4.1.2.	Por resistencia	110
	5.4.1.3.	Empírico	110
	5.4.2.	Criterio de diseño.....	111
	5.4.2.1.	Estado límite de falla	111
	5.4.2.2.	Estado límite de servicio.....	112
	5.4.2.3.	Diseño por durabilidad.....	112
	5.4.2.4.	Factores de resistencia.....	112
	5.4.2.5.	Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexión	113
	5.4.3.	Cargas actuantes (muerta, viva, viento y sismo) ..	114
	5.4.3.1.	Dirección de las cargas	114

5.4.3.2.	Análisis de las cargas.....	115
5.4.3.3.	Análisis de cargas verticales	119
5.4.3.3.1.	Cargas muertas.....	119
5.4.3.3.2.	Cargas vivas	123
5.4.3.3.3.	Cargas de lluvia	130
5.4.3.4.	Análisis de cargas horizontales	130
5.4.3.4.1.	Cargas de viento	132
5.4.3.4.2.	Cargas de sismo	136
5.4.3.4.3.	Movimiento.....	138
5.4.3.4.4.	Cargas de inundación .	139
5.4.4.	Requisitos de configuración (excentricidad en planta y elevación)	140
5.4.4.1.	Continuidad vertical.....	140
5.4.4.2.	Regularidad en planta	141
5.4.4.3.	Regularidad en altura	144
5.4.5.	Fallas de diseño y daños comunes provocados por movimientos sísmicos	145
5.4.6.	Deriva, torsión	148
5.4.6.1.	Deflexión del diafragma (Δ).....	148
5.4.6.2.	Diafragma.....	148
5.4.6.2.1.	Diafragmas rígidos	149
5.4.6.2.2.	Diafragma flexible	149
5.4.6.3.	Rigidez	149
5.4.6.4.	Integración de la deriva	150
5.4.7.	Requerimientos sísmicos para mampostería	154
5.4.7.1.	Categoría de destino	154
5.4.7.2.	Geología y características del suelo del lugar.....	155

5.4.7.3.	Características al riesgo sísmico del lugar.....	156
5.4.7.3.1.	Factor de cercanía a la fuente de origen.....	156
5.4.7.3.2.	Coficiente de respuesta sísmica.....	157
5.4.7.4.	Sistemas estructurales: seaoc – UBC	157
5.4.7.5.	Factor de confiabilidad/redundancia..	159
5.4.8.	Distribución y análisis de fuerzas laterales	162
5.4.8.1.	Muros de hormigón y mampostería ...	162
5.4.8.2.	Determinación de la categoría sísmica de diseño	163
5.4.8.3.	Suposiciones para diafragma flexible (12.3.1.1 de ASCE 7).....	165
5.4.8.4.	Relación de diafragma máxima	165
5.4.8.5.	Combinación de muros	167
5.4.9.	Torsión.....	167
5.4.9.1.	Categorías de torsión	168
5.5.	Sistema de mampostería confinada	170
5.5.1.	Definición	171
5.5.2.	Diseño	173
5.5.2.1.	Columnas.....	174
5.5.2.1.1.	Columnas cortas.....	175
5.5.2.1.2.	Columnas esbeltas	175
5.5.2.1.3.	Compresión admisible en columnas	177

	5.5.2.1.4.	Altura efectiva en columnas.....	178
	5.5.2.1.5.	Distribución de la fuerza lateral	179
	5.5.2.1.6.	Requisitos generales en columnas.....	180
	5.5.2.1.7.	Columnas cargadas ligeramente	182
	5.5.2.2.	Soleras	183
	5.5.2.3.	Muros	183
5.6.		Sistema de mampostería reforzada	184
	5.6.1.	Definición.....	184
	5.6.2.	Diseño	186
	5.6.2.1.	Muros	186
	5.6.2.2.	Refuerzo.....	186
5.7.		Losa tradicional	193
	5.7.1.	Definición.....	193
	5.7.2.	Losa de concreto con refuerzo principal en dos direcciones soportadas por vigas y columnas	195
	5.7.3.	Tipos	197
	5.7.4.	Diseño	198
	5.7.5.	Concreto.....	198
	5.7.6.	Refuerzo.....	199
	5.7.6.1.	Diseño de acero de refuerzo	199
5.8.		Gradas	201
	5.8.1.	Definición.....	201
	5.8.2.	Diseño	201
	5.8.2.1.	Concreto.....	203
	5.8.2.2.	Refuerzo.....	203

6.	COMPARACIÓN DE DISEÑO ELABORADO CON NORMATIVOS DE OTROS PAISES Y DISEÑO ELABORADO CON LA NORMA PROPUESTA PARA LA REGIÓN DE SUCHITEPÉQUEZ	205
6.1.	Diseño de vivienda con norma propuesta.....	205
6.1.1.	Análisis vivienda de mampostería confinada	205
6.1.1.1.	Centro geométrico	206
6.1.1.2.	Centro de rigidez	206
6.1.1.3.	Centro de masa	212
6.1.1.4.	Excentricidades	216
6.1.1.5.	Análisis de sismo	216
6.1.1.6.	Distribución de fuerza latera (fx)	218
6.1.1.7.	Momento de volteo	219
6.1.1.8.	Distribución de fuerzas y momentos.....	220
6.1.1.9.	Esfuerzos de corte y flexión en los muros.....	225
6.1.1.9.1.	Análisis primer nivel....	226
6.1.1.9.2.	Análisis segundo nivel	228
6.1.2.	Diseño muro E primer nivel.....	230
6.1.3.	Diseño de cimiento	235
6.1.3.1.	Valor soporte del suelo de Suchitepéquez respecto de resultados de ensayos a muestras de suelo del lugar	235
6.1.3.2.	Cálculo del área del cimiento.....	237
6.1.3.3.	Chequeo de la presión sobre el suelo	238
6.1.3.4.	Diseño del espesor del cimiento	239

6.1.3.5.	Chequeo por flexión	241
6.1.4.	Diseño de losa.....	242
6.1.4.1.	Diseño de acero de refuerzo	246
6.1.4.2.	Cálculo de límites de acero	246
6.1.4.3.	Revisión por corte	248
6.2.	Diseño con Normativos de otros países.....	250
6.2.1.	Ejemplo diseño de muro.....	252
6.2.1.1.	Revisión de refuerzo mínimo vertical y horizontal.....	253
6.2.1.2.	Comprobación a carga axial.....	254
6.2.1.3.	Diseño a corte	255
6.2.1.4.	Diseño a flexo-compresión.....	256
6.2.1.5.	Detallado final.....	256
6.3.	Comparaciones entre los normativos de diseño	257
6.3.1.1.	Similitudes.....	257
6.3.1.2.	Diferencias	258
CONCLUSIONES.....		259
RECOMENDACIONES		261
BIBLIOGRAFÍA.....		263
ANEXOS.....		267

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Ubicación geográfica de Guatemala.	5
2.	Placas tectónicas que afectan el país.	6
3.	Fallas geológicas del país.	7
4.	Guatemala, mañana del 4 de febrero de 1976 luego del terremoto. ...	13
5.	Mapa geológico de la República de Guatemala.	19
6.	Clasificación de zonas sísmicas del país según AGIES.	20
7.	Falla por flexión y filtración de humedad, desprendiéndose el recubrimiento inferior de la viga debido a una mala mezcla, una mala fundición y/o un mal curado.	24
8.	Falla por cortante en muro así como humedad en el mismo, esto debido a movimientos sísmicos y filtraciones en la losa y muro.	25
9.	Fallas por flexión en la losa, debido a vibraciones, mala mezcla, mal fundición, poco recubrimiento en instalaciones eléctricas embebidas y/o mal curado.	26
10.	Falla de desprendimiento de recubrimiento, debido a poco recubrimiento y/o explosión del concreto por movimiento sísmico.	26
11.	Falla por cortante en puerta, debido a movimientos sísmicos.	27
12.	Falla por corte, debido a una mala colocación del tragaluz y la cercanía del otro provocando debilidad en esa parte de la losa.	28
13.	Ejemplo de ladrillo.	72
14.	Ejemplo de banco de arena de río.	75
15.	Ejemplo de banco de pedrín.	77
16.	Ejemplo de almacenamiento de sacos de cemento.	79

17.	Ejemplo de varillas de acero.....	83
18.	Muestra las gráficas de la deformación de los diferentes aceros de venta en el mercado, respecto a una magnitud de esfuerzo actuante en ellos.....	87
19.	Idealización de la curva esfuerzo deformación del acero asumido por el ACI.....	88
20.	Ejemplo de refuerzos de juntas.	89
21.	Ejemplo de tablas de madera.	93
22.	Gráfica que muestra la relación entre varias proporciones de cemento & cal contra esfuerzos & retención de agua.....	95
23.	La configuración del cimiento debe ser continua y no debe interrumpirse.....	105
24.	Gráfica velocidad del viento versus tiempo.....	134
25.	Sección transversal en que actúan las fuerzas de viento en una vivienda.....	135
26.	Ejemplo de distribución del viento en la altura de una vivienda.....	135
27.	Ejemplos de irregularidades en transferencia de cargas.	140
28.	Ejemplo de irregularidad en planta.	141
29.	Ejemplo de cómo actúan las cargas laterales en diferentes diafragmas.....	142
30.	Ejemplo de torsión en construcciones dependiendo su simetría.	143
31.	Ejemplo torsión debido a rigidez concentrada.	144
32.	Ejemplos irregularidades en altura.	145
33.	Ejemplos de grietas típicas provocadas por sismos.	146
34.	Ejemplo de falla por discontinuidad de dinteles en las viviendas.....	147
35.	Errores estructurales que provocan riesgos de falla durante un sismo.....	147
36.	Derivas debido a flexión y cortante.....	150
37.	Deriva en voladizo	151

38.	Deriva empotrado – empotrado.....	151
39.	Gráfica fuerza lateral versus desplazamiento.	159
40.	Ejemplos de diafragmas flexibles y su factor ρ correspondiente.....	160
41.	Gráfica espectro de respuesta de aceleración por sismo versus tiempo.	164
42.	Ejemplos de torsión respecto de rigidez y centro de masa de las edificaciones.	169
43.	Ejemplo de sistema de mampostería confinada.....	171
44.	Método gráfico de modificadores de esbeltez.	177
45.	Altura efectiva sin desplazamiento horizontal	178
46.	Altura efectiva con desplazamiento horizontal.	179
47.	Ejemplos de armados de columnas y algunos requisitos.....	181
48.	Requerimientos de estribos en columnas de mampostería.	182
49.	Ejemplo de sistema de mampostería reforzada interiormente.	185
50.	Recubrimientos y dimensiones mínimas de los agujeros del mamposte.....	188
51.	Ejemplo de revenimiento del concreto fluido.....	189
52.	Ejemplo de forma correcta de fundición de muro reforzado.....	191
53.	Ejemplo llenado continuo de los agujeros del muro reforzado.	192
54.	Ejemplo de muro parcialmente relleno (únicamente donde existe acero de refuerzo).	193
55.	Ejemplo de fuerzas actuantes en una losa.	195
56.	Ejemplo losa soportada por vigas y columnas.	196
57.	Ejemplo partes de una estructura de gradas de concreto reforzado.....	202
58.	Planta del primer nivel de la vivienda en estudio.	207
59.	Planta del segundo nivel de la vivienda en estudio.....	208
60.	Perfiles de los muros en ejes B y F.....	209
61.	Perfiles de los muros en ejes D, C y E.....	210

62.	Perfiles de los muros en ejes D, C y E.	211
63.	Ancho y alto de la vivienda en análisis	217
64.	Propuesta dada de análisis.....	235
65.	Ecuación carga última para cimiento corrido	236
66.	Dimensiones del cimiento corrido.	238
67.	Valor d y área del cimiento que resiste corte actuante..	240
68.	Sección crítica por flexión	241
69.	Sección crítica por flexión losa	243
70.	Planta de propuesta de vivienda en análisis.....	251
71.	Ejemplo muro de mampostería.....	252
72.	Ejemplo propuesta muro de mampostería reforzada.....	254
73.	Propuesta diseño muro de mampostería a flexo-compresión.....	256
74.	Ejemplo armado final del muro de mampostería según análisis.....	257

TABLAS

I.	Resistencia a compresión simple de las arcillas.....	35
II.	Valores soportes dependiendo el tipo de suelo	37
III.	Máxima absorción permisible de los diferentes tipos de block	61
IV.	Unidades de Mampostería (UM) clasificación por peso volumétrico neto mínimo de piezas, en estado seco.	61
V.	Espesores requeridos de área bruta y área neta para UM.....	63
VI.	Características de bloques con superficie de vacíos mayor de 25 % del área total.....	63
VII.	Clasificación de bloques según resistencia a compresión y a condiciones ambientales.	66
VIII.	Máxima absorción del agua de los blocks	70
IX.	Clasificación por densidad de los blocks	70
X.	Resistencia mínima a la compresión sobre área neta	71

XI.	Propiedades requeridas de barras de refuerzo.....	84
XII.	Diámetros de barra según nomenclatura de venta en el mercado.....	84
XIII.	Grado y tensión mínima de fluencia para cada norma ASTM referente a resistencia a tensión del acero.	85
XIV.	Propiedades mecánicas del cable de refuerzo.	89
XV.	Propiedades de las barras de acero de refuerzo	91
XVI.	Propiedades del alambre de refuerzo.	91
XVII.	Valores típicos de humedad aceptable en maderas de construcción.....	92
XVIII.	% de arena en morteros ASTM C144 sección 4.1	94
XIX.	Dosificación de morteros.	97
XX.	Propiedades de los morteros.	98
XXI.	Resistencia a compresión del mortero.....	98
XXII.	Especificaciones de mortero reforzado de albañilería.	99
XXIII.	Proporciones de ingredientes por volumen.....	101
XXIV.	Características para colocar <i>grout</i> en unidades de mampostería.....	102
XXV.	Límites sugeridos de sustancias en el agua para hormigón	103
XXVI.	Factores de resistencia.....	113
XXVII.	Clasificación de edificaciones y otras estructuras por factores de importancia	116
XXVIII.	Pesos de materiales de construcción.	120
XXIX.	Peso promedio de unidades de mampostería de concreto.....	121
XXX.	Pesos promedio de muros terminados. (<i>grout</i> = 140 libras por pie cúbico).....	121
XXXI.	Peso promedio de paredes terminadas (<i>grout</i> de 105 libras por pie cúbico).....	122
XXXII.	Peso promedio de muros de ladrillo reforzado con <i>grout</i>	122

XXXIII.	Peso de algunos elementos que conforman una vivienda	123
XXXIV.	Cargas vivas uniformemente distribuidas y cargas vivas concentradas mínimas.	126
XXXV.	Cargas uniformes y concentradas.	127
XXXVI.	Cargas especiales.	128
XXXVII.	Cargas vivas mínimas para techos.	129
XXXVIII.	Desplazamiento relativo de piso permitido	153
XXXIX.	Categoría de destino.	155
XL.	Espectro de aceleración de respuesta del suelo.	156
XLI.	Factores para mampostería.	158
XLII.	Categoría de diseño sísmico basado en periodo corto de aceleración de respuesta.	163
XLIII.	Relación longitud-ancho máxima de diafragmas que transfieran fuerzas laterales.	166
XLIV.	Nomenclatura de diámetros de anclaje de pernos.	166
XLV.	Modificadores de esbeltez.	176
XLVI.	Rigidez para cada muro del primer nivel del ejemplo.	213
XLVII.	Rigidez para cada muro del segundo nivel del ejemplo.	214
XLVIII.	Peso total de muros y losas de la vivienda en análisis.	218
XLIX.	Distribución de fuerzas laterales por nivel.	219
L.	Momentos de volteo por nivel.	220
LI.	Fuerzas y momentos actuantes en cada muro del primer nivel sentido X.	222
LII.	Fuerzas y momentos actuantes en cada muro del primer nivel sentido Y.	223
LIII.	Fuerzas y momentos actuantes en cada muro del segundo nivel sentido X.	224
LIV.	Fuerzas y momentos actuantes en cada muro del segundo nivel sentido Y.	225

LV.	Esfuerzo de corte y esfuerzo de flexión en cada muro del primer nivel sentido X.	227
LVI.	Esfuerzo de corte y esfuerzo de flexión en cada muro del primer nivel sentido Y.	228
LVII.	Esfuerzo de corte y esfuerzo de flexión en cada muro del segundo nivel sentido X.	229
LVIII.	Esfuerzo de corte y esfuerzo de flexión en cada muro del segundo nivel sentido Y.	230
LIX.	Coeficientes para determinar los momentos negativos positivos en losas en dos sentidos.....	245
LX.	Factores y balance de momentos de extremos colindantes entre losas.....	246
LXI.	Áreas de acero requeridas en losas.	250

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
g	Aceleración de la gravedad, $9,81 \text{ m/s}^2$
a₀	Aceleración máxima del terreno
B	Ancho de la planta del edificio
b_e	Ancho efectivo de losa
b	Ancho tributario de losa
b	Ancho viga de cimentación
A_{S min.}	Área de refuerzo mínimo
A_v	Área de varilla de acero
A_z	Área de zapata
A_a	Área del acero
A_{req}	Área requerida
A	Área transversal
P_s	Carga axial de servicio
CM	Carga muerta
CV	Carga viva
CR	Centro de rigidez
P_x	Componente de la carga puntual en el eje x
P_y	Componente de la carga puntual en el eje y
ρ	Cuantía de acero
ρ_{máx.}	Cuantía máxima de refuerzo longitudinal de acero
ρ_{min.}	Cuantía mínima de refuerzo longitudinal de acero
Δ_{max.}	Deflexión máxima
Δ_{perm.}	Deflexión permisible

Δ	Desplazamiento
d	Distancia desde la parte superior del elemento al refuerzo a tensión
Q_s	Efecto de las cargas de servicio
f_b	Esfuerzo de flexión en viga
f_s	Esfuerzo en el refuerzo calculado para cargas de servicio
F_b	Esfuerzo permisible a flexión
S	Espaciamiento entre vigas
e	Excentricidad
e_n	Excentricidad de diseño
S	Factor de amplificación por tipo de suelo
F_c	Factores de carga
F_R	Factores de resistencia
φ	Factor de resistencia
φ_v	Factor de resistencia por cortante
φ_b	Factor de resistencia por flexión
φ_c	Factor de resistencia por compresión
φ_t	Factor de resistencia por tensión
C_p	Factor de presión del viento sobre el techo
L	Largo de la planta del edificio
L	Largo de zapata
L	Longitud de viga
M_x, M_y	Momento con respecto a los ejes principales
E, E_A	Módulo de elasticidad del acero
E_c	Módulo de elasticidad del concreto
I_a	Momento de inercia del acero
M_n	Momento nominal

a	Ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico
d	Peralte nominal del acero
T	Período de la estructura
W_{CM}	Peso debido a la carga muerta
W_c	Peso del concreto
$\gamma_{Acero.}$	Peso específico del acero
$\gamma_{Concreto.}$	Peso específico del concreto
$\gamma_{Mortero.}$	Peso específico del mortero
$\sigma_{max.}$	Presión máxima del suelo
d_b	Profundidad total de la viga
d_c	Profundidad total de la columna
$\sigma_{min.}$	Presión mínima del suelo
V_c	Resistencia a cortante proporcionado por el concreto
f'_c	Resistencia a la compresión del concreto
P_c	Resistencia axial requerida en compresión
V_n	Resistencia nominal a cortante
V_s	Resistencia nominal a cortante proporcionado por el refuerzo por cortante
$S_{max.}$	Separación máxima del refuerzo por cortante
$S_{teor.}$	Separación teórica del refuerzo por cortante
$T_{max.}$	Tensión máxima
V_D	Velocidad de diseño del viento

GLOSARIO

Aceleración pico del suelo	Respuesta de aceleración máxima absoluta a un período dado de un sistema estructural.
Adherencia	Es un indicativo de la capacidad de los morteros para atender esfuerzos normales y tangenciales a las superficies con las cuales se une.
Aglutinarse	Unir dos o más agregados al cemento de manera que se forme una masa compacta.
Agregados	Material granular inerte, no reacciona con otros materiales y al mezclarse con la pasta de cemento forman el hormigón o mortero.
Álcalis	Nombre dado a los óxidos metálicos del cemento que al ser solubles en el agua pueden actuar como bases enérgicas.
Amenaza sísmica	Es el valor esperado de futuras acciones sísmicas en el sitio de interés y se cuantifica en términos de una esperada aceleración horizontal del terreno, que tiene una probabilidad de excedencia dada en un lapso de tiempo predeterminado.

Apisonado	Término que se utiliza para representar la acción de compactar o eliminar vacíos dentro de muestras a ensayar.
Avidez	Sinónimo de desear o tener ansiedad de algo.
Carga axial	Fuerza que actúa a lo largo del eje longitudinal de un miembro estructural aplicada al centroide de la sección transversal del mismo produciendo un esfuerzo uniforme. También llamada fuerza axial.
Carga de diseño	Carga última, que se utiliza en el diseño de los elementos estructurales de una edificación.
Carga muerta	Es la carga permanente que deberá soportar una estructura.
Carga de servicio	Todas las cargas estáticas o transitorias que se imponen a la estructura o elemento estructural debido al uso de la edificación sin factores de carga.
Carga viva	Es la carga no permanente sobre una estructura, se estima que podrá trasladarse en el futuro de un lugar a otro, debe tomarse siempre en cuenta para que no ocasione cambios estructurales.

COGUANOR	Siglas de la Comisión Guatemalteca de Normas, utilizada para especificar los procesos de ensayos, fabricación y producción necesarios para materiales de construcción.
Colmatados	Acumulación de sedimentos.
Compresión	Esfuerzo que ocurre ante la presencia de cargas axiales entrando al plano de la sección afectada.
Concreto reforzado	Material de construcción con aspecto de piedra, obtenido de una mezcla de cemento, arena, grava y agua cuidadosamente proporcionada; todo esto combinado con el acero.
Curado	Período en el cual un elemento gana resistencia.
Deleznable	Material que se rompe o deshace fácilmente.
Derivas	Deformaciones pos elásticas desarrolladas en una estructura después de varias excursiones fuera del rango elástico.
Diafragma rígido	Están constituidos por losas de concreto reforzado y son capaces de transmitir las fuerzas horizontales de corte a los elementos verticales en proporción a la rigidez de los mismos.

Ductilidad	Es la propiedad que permite que un material resista deformaciones plásticas sin fracturarse, cuando se somete a esfuerzos.
Esfuerzo	Fuerza por unidad de área, o intensidad de las fuerzas distribuidas sobre una sección dada.
Excentricidad	Es la distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez.
Fallas geológicas	Ruptura, o zona de ruptura, en la roca de la corteza terrestre, cuyos lados han tenido movimientos paralelos al plano de ruptura.
Fluidez	Consistencia necesaria que debe presentar el concreto o el <i>grout</i> para permitir una buena trabajabilidad del mismo.
Fraguado	Cambio en la consistencia de la mezcla. Paso de estado plástico a sólido.
Granulometría	Medición y gradación que se realiza a suelos y materiales.
Grout	Es una mezcla de material cementante, agregados, agua, con o sin admixturas, producido para proporcionar una consistencia sin segregación, asentamiento entre 8 a 10 pulgadas.

Licuefacción	Respuesta de los suelos sometidos a vibraciones, en la cual estos se comportan como un fluido denso y no como una masa de suelo húmeda.
Mamposte	Unidad de mampostería.
Mampostería	Sistemas constructivos y/o decorativos, construidos a base de piedra, ladrillo, block, simplemente acomodados o bien aglutinados con mortero.
Momento	Esfuerzo al que está sometido un cuerpo por el resultado de la aplicación de una fuerza a una distancia conocida de su centro de masa.
Mortero	Está constituido por la unión de un aglomerante, cemento y/o cal y un agregado inerte, arena de río u otro, amasado con cierta cantidad de agua, produciéndose una mezcla pastosa homogénea.
Muros confinados	Son los muros de mampostería que tienen el refuerzo vertical y horizontal concentrados en elementos de concreto conocidos como mochetas y soleras respectivamente.
Rigidez	Capacidad de un objeto sólido o elemento estructural para soportar esfuerzos sin adquirir grandes deformaciones o desplazamientos.

Sismicidad

Es la frecuencia de ocurrencia de sismos por unidad de área en una región dada.

RESUMEN

El trabajo siguiente contempla, en el capítulo uno conceptos importantes sobre tipos, usos y aplicaciones de las normas existentes en Guatemala, en el capítulo dos se consideran características del país de importancia como su ubicación geográfica, placas y fallas que lo afectan, antecedentes del efecto sísmico, y la clasificación en zonas según riesgo sísmico basado en las AGIES.

En el tercer capítulo se da un análisis enfocado a los materiales y característica del departamento en estudio de la zona de subducción, en este caso el departamento de Suchitepéquez, debido a su gran vulnerabilidad ante sismos, en el cuarto capítulo se da a conocer los códigos, normas y documentos utilizados en el país y en el departamento antes mencionado para realizar una construcción.

En el capítulo cinco se desglosan las características que son de importancia considerar en todo el proceso constructivo para lograr una edificación de mampostería de calidad que sea segura ante fuerzas sísmicas, y por último en el capítulo seis se realiza un ejemplo del diseño de una vivienda de dos niveles utilizando este trabajo y una comparación con un ejemplo de diseño de otro país viendo así limitaciones y similitudes que nos ayudaran para lograr mejorar las viviendas para las condiciones de un país altamente sísmico como Guatemala.

OBJETIVOS

General

Elaborar un normativo de construcción que sirva como propuesta para ayudar a técnicos, ingenieros y arquitectos, a prevenir problemas de diseño en viviendas urbanas, y que las mismas sean capaces de resistir el efecto provocado por fuerza sísmica, esto enfocando principalmente para el departamento de Suchitepéquez.

Específicos

1. Determinar si las características físicas y mecánicas de los materiales del lugar cumplen con los requerimientos de las diferentes normas de calidad para una buena construcción.
2. Conocer el tipo de suelo que se cuenta en el lugar y así determinar si sus características son adecuadas para construir, y en el caso de malas propiedades, que solución es la más recomendada para utilizar.
3. Elaborar un trabajo de graduación que pueda servir de base para poder realizar edificaciones sismo resistentes en otros departamentos del país, siempre que se considere los materiales y las características propias de cada lugar, que pese a que pueden estar cercanos, las diferencias tienden a ser de importancia que no pueden dejarse de tomar en cuenta.

4. Aportar a la Municipalidad de Mazatenango un parámetro para poder determinar si las construcciones que se realicen en la zona son adecuadas a la necesidad de prevenir desastres por movimientos.

INTRODUCCIÓN

Actualmente las normas son creadas con el fin de poder asegurar la calidad de un producto, el buen funcionamiento de un proceso o la eficiencia de un servicio, y se comparan con lo reglamentado en otros países para mantener una calidad estandarizada, al aplicar estas reglas se logra un verdadero beneficiado tanto en calidad como seguridad.

En la construcción a nivel familiar, se utiliza mucho en el país las viviendas de 1, 2 o 3 niveles elaborados de mampostería estructural, que es aplicada normalmente por técnicos de la construcción los cuales trabajan con técnicas heredadas, variando en cada generación y que no consideran situaciones tales como características de suelo y materiales de construcción, diseños sismo-resistentes, y la utilización de códigos o reglamentos que garanticen una edificación segura, debido a que Guatemala está ubicado entre 3 placas tectónicas y varia fallas naturales que lo vuelven muy propenso a desastres por sismos. El AGIES divide al país en 3 zonas siendo la más peligrosa la zona de subducción.

El diseño estructural es el pilar para comenzar una buena construcción, ya que para su correcta elaboración se deben utilizar varios códigos, reglamentos, normativos y especificaciones que proporcionen datos y características de los materiales a utilizar y la forma en que se suponen van a trabajar juntos como un sistema constructivo. Todos estos documentos están basados en análisis estadísticos de pruebas y experiencias de varios años.

Este trabajo de graduación se enfoca en crear un normativo específico para el diseño de viviendas urbanas en el departamento de Suchitepéquez, que es parte de la zona de subducción, el cual proporcionara parámetros de los diferentes factores que están inmersos en el diseño para la construcción de viviendas de mampostería. Así el poder contar con un documento basado en información del lugar y consideraciones adecuadas, aseguran la eficacia de los diseños que serán de gran ayuda para evitar catástrofes futuras como las ocurridas en los países de Chile y Haití.

Pero debido a que este documento es solo una propuesta no se puede asegurar que sea utilizado como algo legal, simplemente quedara a consideración de las municipalidades del lugar y las personas que tengan el conocimiento y ética para buscar soluciones ante problemas como los sismos.

1. NORMAS

Los puntos a tratar en este capítulo darán un mejor entendimiento de la importancia de las normas para el uso en la construcción, considerando varios aspectos relevantes respecto a su aplicación.

1.1. Definición

Documento técnico que establece reglas, parámetros o características para satisfacer necesidades en usos comunes o repetitivos de actividades, procedimientos o servicios, proporcionándoles un orden óptimo, con el fin de obtener resultados en un determinado contexto, establecido por consenso y aprobado por un organismo reconocido.

1.2. Importancia

La importancia de una norma es establecer disposiciones claras que faciliten la comunicación e intercambio institucional, local, nacional e internacional. Para alcanzar este fin, una norma debe:

- Ser redactada en el momento justo, como resultado de una necesidad, que modifique situaciones, mejorando y facilitando la manera de realizar ciertas actividades.
- Proporcionar soluciones y no nuevos problemas.
- Ser para todos los entes involucrados o interesados en el tema.

- Ser completa, dentro de los límites definidos para su objeto y campo de aplicación.
- No deben estar en conflicto con aspectos jurídicos o éticos.
- Ser coherente y redactada de modo claro y sencillo, de manera que sea reconocida fácilmente y entendida por toda persona que no intervino en su elaboración.
- Tener una redacción uniforme, estilo y estructura iguales, alcanzar coherencia dentro del cuerpo de un Manual de Normas relacionado a la terminología utilizada, estructura, uso de abreviaturas, símbolos, gráficos, tablas, referencias.

1.3. Tipos de normas

Una norma puede ser completa, estar constituida por varias partes o por normas separadas. En estos casos se deberá indicar claramente los aspectos parciales que abarca cada una de las partes (o normas parciales) que constituyan el documento. También, con carácter de normas adicionales, se pueden adoptar normas internacionales como de orden nacional.

- Normas básicas: son las que ocupan un amplio campo de aplicación y que incluyen disposiciones de conjunto para un campo en particular. Pueden utilizarse como una norma de aplicación directa o servir como base para otras.
- Normas de proceso: son las que establecen la exigencia que debe satisfacer un proceso para asegurar la aptitud en su empleo.

Ejemplo. ASTM C31 práctica estándar para la fabricación y curado en campo de especímenes de concreto.

- Normas de servicio: son las que pautan las exigencias que debe satisfacer un servicio y pueden elaborarse para distintos campos: seguridad, salud, transporte. Ejemplo: ASTM C94 especificaciones estándar para el concreto premezclado.
- Referencia a normas en los reglamentos: sustituye disposiciones a través de un documento, haciendo referencia a una o varias normas. Generalmente se la incluye con su fecha, edición y mención de título. Ejemplo. ACI 318-05 Requisitos para Concreto Estructural; Especificaciones para agregados en el concreto – ASTM C33-1 998.

1.4. Uso

Mejorar la producción: aumentando la producción y aprovechando de mejor manera el equipo y materiales.

Disminuir costos: esto por medio del aumento de producción, ampliación del mercado y optimización del proceso de producción.

Mejora de la calidad: mejorando el control de producción, estableciendo condiciones óptimas de producción y compitiendo a base de calidad.

Expansión de mercado: bajando precio del producto, facilitando intercambio de productos y transacciones comerciales.

Mejora de transacciones comerciales: estableciendo lenguaje de común entendimiento en cualidades, usos de productos y servicios, favoreciendo competencia honorable y justa.

1.5. Aplicación de las normas

Las normas pueden abarcar desde una especificación de calidad hasta especificaciones para salvaguardar bienes o la vida de seres humanos. En Guatemala las normas pueden ser:

- Normas guatemaltecas obligatorias: son las que se refieren o relacionan forzosamente a especificaciones técnicas de masas y medidas, alimentos, medicinas, edificaciones y en general, a todo lo relativo a la seguridad y conservación de los bienes, de la salud y de la vida. Se identifican con las siglas NGO.
- Normas guatemaltecas recomendadas: son las normas relacionadas con la producción y venta de aquellos bienes que no están contemplados en la definición de norma obligatoria, es optativa para la industria y el comercio de los productos de que se trate, en tanto que es obligatoria para el estado, las entidades oficiales y los organismos descentralizados y autónomos, los cuales no pueden comprar los productos de que se trate, si dichos productos no se ciñen a las normas y especificaciones establecidas. Se identifican con las siglas NGR.

2. SITUACIÓN SÍSMICA DE GUATEMALA

Guatemala es un país altamente sísmico, y los conceptos siguientes son algunos de importancia para conocerlos.

2.1. Guatemala y su ubicación geográfica

Guatemala se encuentra en Centroamérica, entre dos mares: el mar del Caribe al noroeste, y el océano Pacífico al sur. Al norte y al oeste limita con México, al sureste con El Salvador y Honduras, y al noreste con Belice. La mayoría de los guatemaltecos vive en los valles de la región volcánica que atraviesa las tierras altas del sur, cerca del litoral pacífico. Guatemala posee varios ríos que desembocan en sus dos mares.

Figura 1. Ubicación geográfica de Guatemala

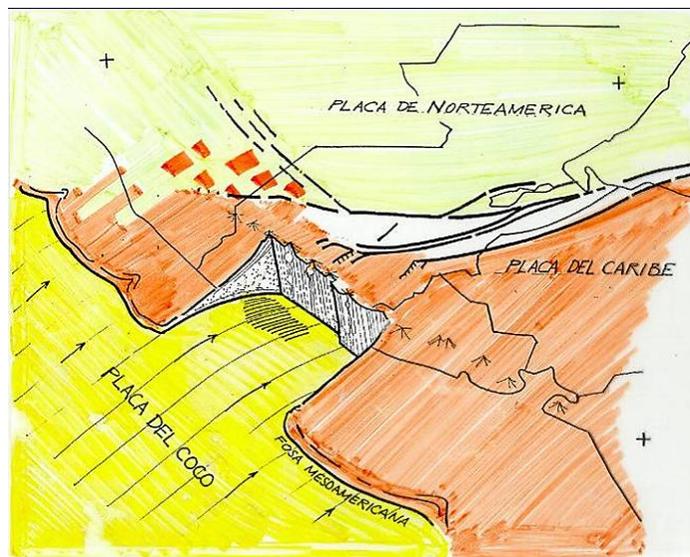


Fuente: MONZÓN DESPANG, Héctor. Sismos y sismorresistencia. Slide.

2.2. Placas tectónicas y fallas del país

Existen tres fuentes sísmicas en el país: la zona de subducción, las grandes fallas del norte y los fallamientos menores en el Altiplano. Así también el país se localiza en el área de convergencia de tres placas tectónicas: Norteamérica, Caribe y Cocos. Los movimientos relativos entre éstas determinan los principales rasgos topográficos del país y la distribución de los volcanes.

Figura 2. Placas tectónicas que afectan el país

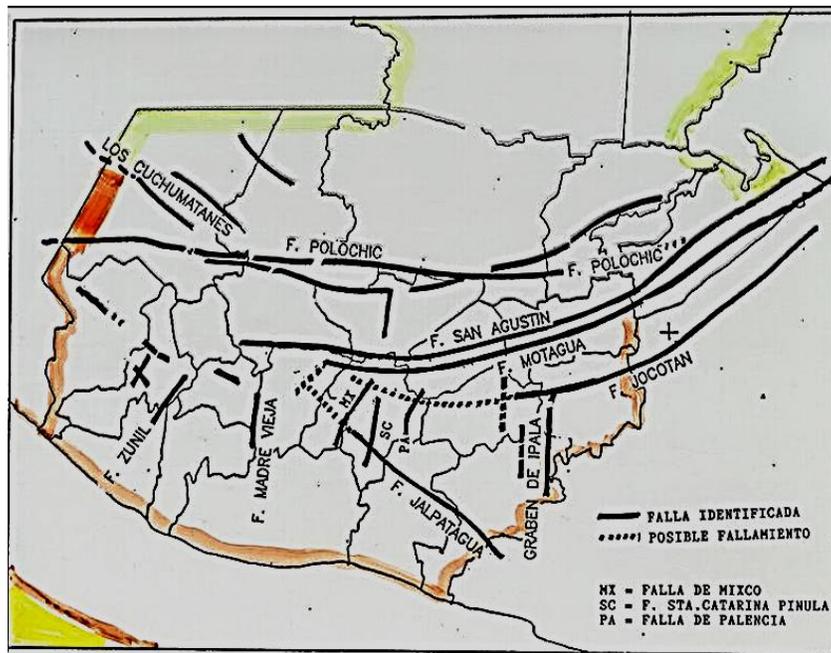


Fuente: MONZÓN DESPANG, Héctor. Sismos y sismorresistencia. Slide.

El contacto entre las placas de Norteamérica y Caribe es de tipo transcurrente. Su manifestación en la superficie son: las fallas de Chixoy-Polochic y Motagua. El contacto entre las placas de Cocos y del Caribe es de tipo convergente, en el cual la placa de Cocos se mete por debajo de la placa del Caribe (fenómeno conocido como subducción). A su vez, estos dos

procesos generan deformaciones al interior de la placa del Caribe, produciendo fallamientos secundarios como: Jalpatagua, Mixco, Santa Catarina Pinula.

Figura 3. **Fallas geológicas del país**



Fuente: MONZÓN DESPANG, Héctor. Sismos y sismorresistencia. Slide.

Los sismos pueden provenir de las numerosas fallas geológicas mencionadas. Las fuentes sismogénicas se agrupan en tres familias:

La llamada zona de fallas transcurrencia que atraviesa la franja central del país, de Izabal a Huehuetenango, genera devastadores sismos superficiales entre los cuales se cuentan los terremotos de 1976 y 1816.

También está la llamada zona de subducción, debajo de la costa sur del país genera constantemente sismos de magnitud pequeña e intermedia a

profundidad aproximada de 50 kilómetros; ocasionalmente genera sismos de gran magnitud, relativamente profundos, que puedan afectar áreas de miles de kilómetros cuadrados entre los que se cuentan los terremotos de 1773 y 1902.

Por último están los sismos locales que se originan en la altamente fallada corteza continental sobre la zona de subducción y entre la zona de transcurrencia, estos sismos superficiales, aunque de limitada extensión suelen ser muy intensos y destructores, el país tiene una larga lista de este tipo de eventos en el cual está el terremoto de Guatemala de 1976.

2.3. Antecedentes sísmicos

Guatemala, a través de la historia ha demostrado ser un país con un elevado nivel de amenaza sísmica por lo que a continuación se describen factores importantes para evitar o conocer las consecuencias provocadas por los sismos.

2.3.1. Desastres

Un desastre es un hecho natural o provocado por el ser humano, que afecta negativamente a la vida, al sustento o a la industria y repercute con frecuencia en cambios permanentes en las sociedades humanas, en los ecosistemas y en el medio ambiente. Un desastre se genera cuando se combinan dos factores:

- La presencia de eventos naturales de gran intensidad, capaces de provocar daños considerables de todo tipo.

- Una forma de desarrollo (en este caso técnicas de construcción) que no se ha adaptado a la presencia de dichos eventos, en la cual se modifican las amenazas y se construyen vulnerabilidades por diversas razones como la pobreza, la falta de planificación urbana y rural o la falta de experiencia.

2.3.2. La amenaza sísmica

La amenaza sísmica se describe como la probabilidad (10 %) de que como resultado de un sismo se exceda un cierto valor de magnitud de la aceleración pico del suelo en un intervalo de tiempo (50 años) en un sitio específico. Los sismos dañinos son más frecuentes de lo que usualmente se piensa. El estudio de la amenaza sísmica en los últimos años, ha proporcionado una serie de datos útiles para prevenir daños sísmicos.

2.3.3. Principales eventos sísmicos del siglo XX en Guatemala

Los siguientes datos son de sismos de gran magnitud que generaron caos en el país en años pasados, y sirven de ejemplo de la importancia de generar en el país un normativo constructivo de mampostería.

2.3.3.1. El terremoto de 1902

El 18 de abril a las 20:23:50 horas, ocurrió un sismo fuerte que ocasionó daños principalmente en Quetzaltenango y Sololá. Hubo reportes de aproximadamente 200 muertos. La magnitud del evento fue 7,5, localización en 14,90 grados de latitud norte, 91,50 grados de longitud oeste, y 60 kilómetros de profundidad aproximadamente.

2.3.3.2. El terremoto de 1913

El 8 de marzo a las 08:55 horas, tuvo como principal acontecimiento la destrucción de Cuilapa, cabecera departamental de Santa Rosa, reportó muchas víctimas. Es importante mencionar que éste y otros eventos sucedidos en los fallamientos del norte son de poca profundidad (5 a 6,5 kilómetros) y magnitud, lo que los hace ser muy locales y destruyen en un perímetro muy reducido del epicentro.

2.3.3.3. Los terremotos de 1917 y 1918

En realidad no fueron dos sismos, sino una serie, posiblemente un enjambre, en el cual las condiciones se prestaron para reconocer estos dos eventos como los más importantes.

El 27 de noviembre de 1917 se hizo sentir un fuerte evento en las proximidades de la capital. Según información de los diarios de la época, la actividad se continuó percibiendo en los días subsiguientes; hasta que el 26 de diciembre a las 05:21:00 horas, una gran liberación de energía tuvo lugar y destruyó en gran parte el centro de la capital y las proximidades. A esta le sucedió otra, un posible posevento (*aftershock*, continuación de la liberación de la energía), a las 06:18:00 horas. Este acontecimiento prácticamente libera de posibilidades volcánicas a la actividad, puesto que los eventos volcánicos están limitados a una decena de kilómetros debido a su superficialidad.

Se reportaron más de 250 personas muertas. Es lógico pensar que posterior a estos dos eventos, tuvieron que darse una serie de micro eventos para compensar el desplazamiento interno del terremoto ocurrido.

El 4 de enero de 1918 a las 04:30.10 y 04:32.25 horas, dos nuevos eventos sacudieron la ciudad. El final de la fuerte actividad lo marcó el 24 de enero aproximadamente a las 07:30 horas. Este último reportó bastantes daños, pero es lógico pensar que la ciudad había sufrido bastantes sacudidas; de tal manera que no se puede definir si el evento fue más o menos fuerte que los anteriores.

2.3.3.4. El terremoto de 1942

El 6 de agosto a las 23:36.98 horas, se registró el terremoto de mayor magnitud hasta la fecha 8,3 en la escala de magnitud de momento. Tuvo localización en 13,9 grados latitud norte y 90,8 grados longitud oeste. La profundidad fue de 60 kilómetros y causó los siguientes efectos:

Departamento de Guatemala

- Amatitlán. 253 casas con daños leves, 99 destruidas y 196 con daños de consideración.
- Villa Nueva. Paredes de algunas casas se derrumbaron, no se registraron muertos.
- San Pedro Sacatepéquez. Ligeros daños en edificios y - San Juan Sacatepéquez. Edificios municipales y varias casas con desperfectos.

El resto de los municipios lo sintió, pero no se registraron problemas. Los departamentos también lo sintieron sufriendo algunos daños, unos más que otros.

2.3.3.5. El terremoto de 1959

Se registró el 20 de febrero a las 18:16.33 horas, puede ser considerado como uno de los eventos destructores más al norte del territorio nacional, tuvo localización en 15,94 grados latitud norte y 90,59 grados longitud oeste, la profundidad fue de 48 kilómetros. El evento presentó los estragos más importantes en la población de Ixcán, departamento de Quiché.

2.3.3.6. El terremoto de 1976

Al hablar de grandes terremotos en Guatemala, las mediciones matemáticas indican que el evento de 1942 ha sido el de mayor cantidad de liberación de energía en lo que va del siglo, sin embargo, no ha sido el más destructor, esto por la ubicación del evento y la menor población existente en la época.

El evento que más estragos ha causado en el siglo XX es sin duda el terremoto de 1976. Fue registrado el día 4 de febrero a las 03:03:33 horas, localizado en 15,32 grados latitud norte y 89,10 grados longitud oeste, de características superficiales, alrededor de 5 kilómetros de profundidad y 7,5 grados en la escala de magnitud de momento.

Los efectos de la ruptura fueron desastrosos, se registraron mediciones de desplazamiento horizontal de más de 3,00 metros en algunas partes a lo largo de la falla, se crearon aceleraciones muy altas que ocasionaron la destrucción de miles de viviendas en las zonas adyacentes, incluyendo el valle de la ciudad capital, se registraron cerca de 25 000 muertos y 75 000 heridos.

Figura 4. **Guatemala, mañana del 4 de febrero de 1976 luego del terremoto**



Fuente: www.librodearena.com. (Foto: Barbara V.C. Duflon). Consulta: 4 de mayo de 2011.

2.3.3.7. El terremoto de Uspantán en 1985

Registrado el 11 de octubre a las 03:39.17 horas. Se considera este evento importante por haber destruido una ciudad casi por completo, característico de los fallamientos del norte, fue superficial (5 kilómetros de profundidad), localizado en 15,3 grados latitud norte y 90,9 grados longitud oeste, magnitud de 5,0 grados en la escala de Richter; posiblemente el evento de menor magnitud con efectos destructores en el siglo XX.

2.3.3.8. El terremoto de Pochuta en 1991

El 18 de septiembre a las 03:48:13 se produjo un evento sísmico superficial de 5,3 grados de magnitud, en la región sur-oeste de

Chimaltenango, lo cual causó destrozos de por lo menos el 80 por ciento de la población de San Miguel Pochuta. Posterior al evento principal se desarrolló un enjambre sísmico que en las primeras 24 horas registró por lo menos 436 réplicas que oscilaron entre 0,6 y 4,0 grados de magnitud en la escala de Richter detectados por la Red Sismográfica Nacional.

Debe tomarse en consideración que en su mayor parte los destrozos fueron ocasionados debido a la mala construcción de las viviendas del lugar. El saldo final fue de 25 personas muertas, 185 con heridas de consideración y 2 300 viviendas destruidas aproximadamente.

2.3.3.9. El sismo del 10 de enero de 1998

El 10 de enero a las 02:20:10 se produjo un sismo de magnitud 5,8 en la escala de Richter. Este evento inició una serie de réplicas que se extendió hasta el 20 de enero. El evento principal fue seguido de otro, de menor magnitud, a las 02:37:31 horas la magnitud de este evento fue de 4,4 grados en la escala de Richter.

Todos los eventos sísmicos tuvieron sus epicentros en la zona de subducción, frente a las costas de Retalhuleu y Suchitepéquez. Esta actividad produjo aproximadamente 600 sismos entre el 10 y el 12 de enero, de los cuales 24 fueron reportados como sensibles. Hasta el 20 de enero se reportaron 35 sismos sensibles, con magnitudes entre los 3,3 y 5,8 grados en la escala de Richter.

El reporte de daños de la Coordinadora Nacional para la Reducción de Desastres (CONRED) indica que hubo 4 personas heridas, 520 personas afectadas por la destrucción de viviendas, 5 casas afectadas severamente,

1 moderadamente dañada y 20 con daños menores; hubo 8 derrumbes, 1 incendio y algunos postes cayeron.

Posteriormente, el 2 de marzo a las 20:24:46 horas se produjo un sismo de magnitud 5,6 grados en la escala de Richter y profundidad focal: 33 kilómetros. Después de una serie de réplicas, se registró un segundo evento de magnitud 4,8 grados en la escala de Richter, a las 22:18:19 horas. Nuevamente esta serie de sismos tuvo como área epicentral, la zona de subducción frente a las costas de Retalhuleu y Suchitepéquez. Esta actividad continuó hasta el 7 de marzo y produjo aproximadamente 400 sismos.

Resulta claro de lo expuesto anteriormente, que la incidencia de sismos significativos a nivel de país sea mayor que lo que el público suele pensar. Recapitulando al menos 10 sismos significativos ocurrieron en el territorio nacional en 278 años, dando un intervalo medio de uno cada 28 años que es mucho más frecuente que el famoso intervalo de 50 años que se considera a veces. Y la cuenta anterior no incluye una larga lista de sismos locales entre dañinos y altamente dañinos.

El riesgo sísmico viene en aumento, muchos de los grandes eventos como los de la costa sur en 1942 y 1862 serían hoy en día más dañinos de lo que pudieron ser en su época por el aumento de población y de instalaciones industriales en la zona en que ocurrieron, esto ilustra con claridad que, si bien la amenaza sísmica (o sea la tasa de ocurrencia de sismos) puede considerarse constante a lo largo de nuestra historia, el riesgo sísmico ciertamente viene en aumento al extenderse la población y aumentar el número de personas y mala infraestructura expuesta a los sismos debido a poca aplicación de diseños adecuados a si como falta de estudios de las diferentes características del lugar, todo esto reflejado en la mala mano de obra.

Este es ciertamente un factor a tomar en cuenta al evaluar la sismicidad histórica y proyectarla al futuro.

2.4. Clasificación del país en regiones según riesgo sísmico

Para facilitar el estudio de cada parte del país se divide en zonas dependiendo de la intensidad y ocurrencia de los sismos, que se puede analizar considerando los siguientes factores:

2.4.1. Evaluación cualitativa y cuantitativa de la sismicidad

Evaluación de la amenaza sísmica es crucial para el proceso de planificación y para el diseño estructural. En Guatemala desde hace casi veinte años se ha venido estableciendo el esquema sismo-tectónico general. Tal esquema ha venido afinándose constantemente aunque faltan numerosos detalles importantes por dilucidar o por investigar. Para ello se necesitan estudios geológicos y geográficos y redes adecuadas de instrumentos.

Una gran similitud puede ser observada entre los resultados, los cuales reflejan que la amenaza aumenta gradualmente desde el norte hacia el sur del país. La expectativa en promedio para periodos de retorno de 50-100 años muestran que: entre 0,6-0,8 metro por segundo al cuadrado se encuentra la máxima aceleración esperada (PGA) para el norte del departamento del Petén, 1,6-2,2 metro por segundo al cuadrado para la franja transversal (Huehuetenango-Izabal), 3,0-3,7 metro por segundo al cuadrado en la ciudad capital y 2,8-3,2 metro por segundo al cuadrado para la costa del pacífico. Todos los valores fueron obtenidos de promedios entre los estudios a nivel nacional, a excepción del valor para la ciudad capital.

La evaluación de los efectos producidos por terremotos anteriores y los estudios específicos de las condiciones del terreno han permitido identificar algunas zonas propensas a derrumbe, agrietamiento, hundimiento y licuefacción.

2.4.2. Geología

Según el libro de Geología Aplicada a la Ingeniería Civil de Legget/Karrow, las condiciones del terreno de un lugar para la construcción se pueden clasificar dentro de uno de los siguientes tipos:

- Cuando existe roca sólida ya sea en la superficie del terreno o tan cerca de la misma que la construcción se puede cimentar directamente sobre ella.

Esta condición sería una de las ideales ya que probablemente no habría hundimiento de la estructura, pero el estudio de la roca debe ser extenso para estimar las propiedades mecánicas, develar la solidez estructural y determinar los márgenes de los fenómenos sísmicos que pueda soportar.

Si se realizan pruebas de compresión para determinar la capacidad de carga de la roca, se debe tener gran cuidado de que sean hechas con especímenes cargados en la misma dirección en que están ubicados los estratos donde se construirá, esto se puede lograr extrayendo una muestra inalterada, la cual, en teoría conserva todas las características del estrato.

- Cuando existe un estrato rocoso bajo la superficie, pero la distancia no es económicamente factible por medio de una cimentación, en tal forma que la carga de la construcción le sea transmitida por medio de pilotajes de apoyo.

Esto es posible si la profundidad no es demasiada y el suelo está libre de cantos rodados, aunque se deben estudiar las propiedades del suelo, ya que podrían existir agentes altamente corrosivos para el tipo de material del que está fabricado el pilote, y al ser atacado por estos agentes se puede ver reducida la capacidad de carga del mismo.

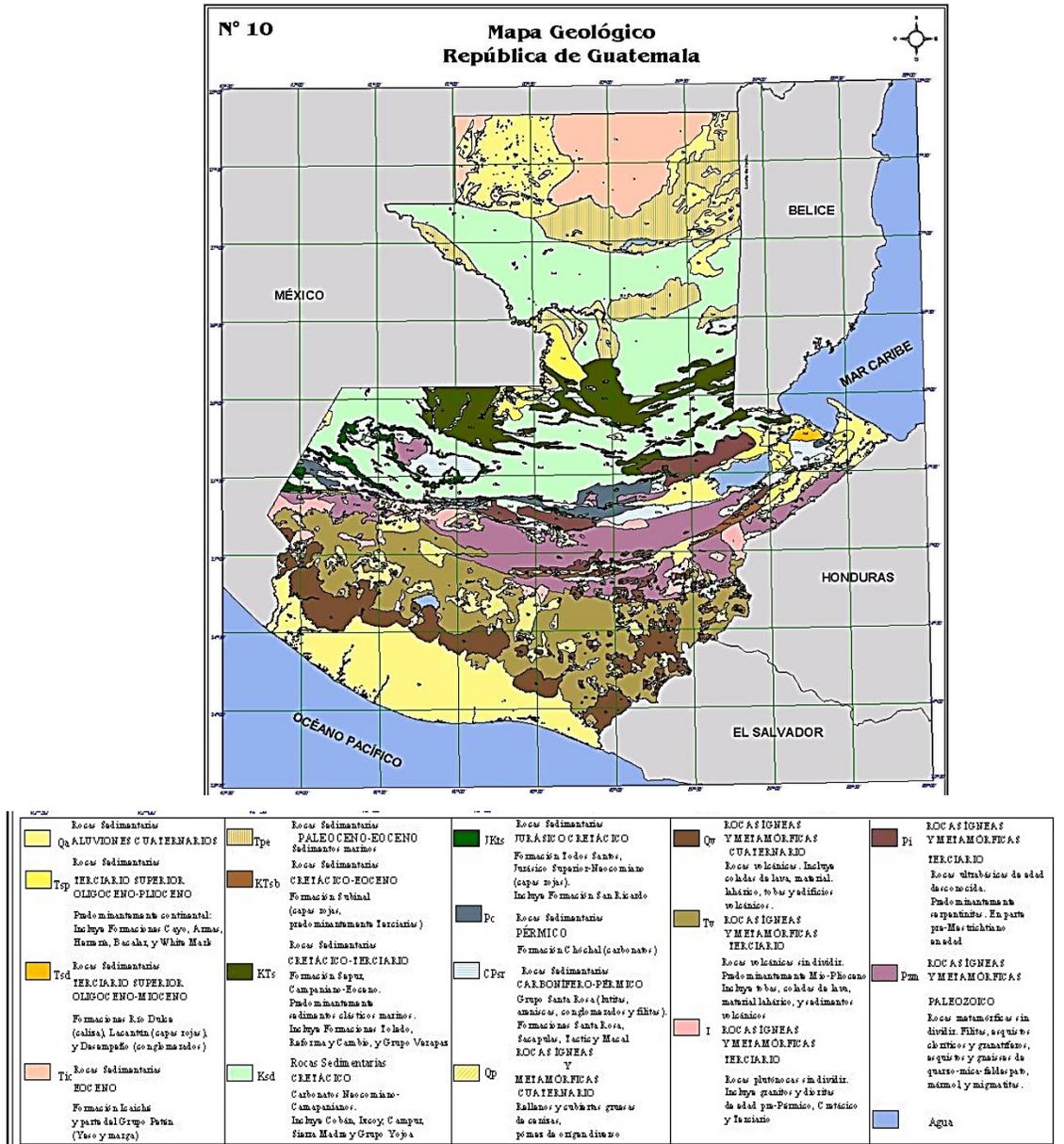
Generalmente el método de pilotaje en el medio es muy caro, por lo que para viviendas urbanas, no sería algo a considerar en la construcción.

- Cuando el estrato rocoso más cercano está tan alejado de la superficie, que la estructura se tiene que cimentar sobre el material no consolidado que se sobrepone a la roca. Este es uno de los casos más frecuentes en el medio, ya que los suelos del país rara vez poseen estratos rocosos en los que se puedan cimentar, por lo que hay que realizar la construcción en el terreno disponible del cliente.

Por lo cual la geología del país es muy diversa debido a que cada estrato de suelo de cada región se ha formado de diferentes maneras a través del tiempo, así también cada región posee características diferentes y únicas. Esto afecta en la consideración del diseño de las estructuras y en la manera en que el sismo puede afectarlas.

Por lo que se puede dividir al país de la manera mostrada en el mapa siguiente:

Figura 5. Mapa geológico de la República de Guatemala

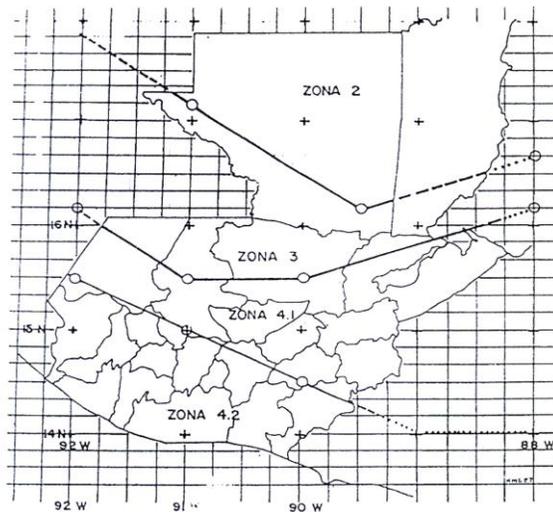


Fuente: www.librodearena.com. Consulta: 26 de marzo 2010.

2.4.3. Zonificación sísmica (según AGIES)

El país está dividido en cuatro zonas sísmicas. El nivel más bajo se asigna a la mitad nororiental del país. Esta área, mostrada en el mapa que sigue, cubre 30 por ciento del país así como Belice, las otras dos terceras partes del país se dividen en las tres zonas adicionales las cuales aumentan en intensidad a medida que se acercan al océano Pacífico. El mapa refleja las dos zonas sísmológicas más importantes en Guatemala, la falla del Motagua-Polochic y la zona de subducción.

Figura 6. Clasificación de zonas sísmicas del país según AGIES



Fuente: www.librodearena.com. Consulta: 26 de marzo 2010.

3. ANÁLISIS DE LAS CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA DE SUCHITEPÉQUEZ

Son necesarias estudiar estas características ya que cada parte del país posee diferencias que pueden ser relevantes ante influencias sísmicas y repercutir en el diseño de las viviendas.

3.1. Tipo de suelo

Según el ensayo realizado en el Centro de Investigaciones de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos, el suelo es limoso arcilloso color café, teniendo un ángulo de fricción interna de 14,59 pulgadas y una cohesión de 7,3. Estos datos dan como resultado un valor soporte de 25,50 toneladas por metro cuadrado. Estos resultados fueron obtenidos por medio del ensayo de compresión triaxial.

Otros valores son dados por el ensayo realizado en tesis de EPS del área de Suchitepéquez, como por ejemplo un ángulo de fricción interna de 20,83 grados y una cohesión de 1,12 tonelada por metro cuadrado, estos datos dan como resultado un valor soporte de 8,218 toneladas por metro cuadrado.

3.2. Materiales disponibles y su calidad para la construcción

En el departamento es posible encontrar todo tipo de material básico para la construcción de viviendas de mampostería como: cemento, cal, block, arena, pedrín, acero, y otros tipos de mamposte.

3.2.1. Cemento y cal

Estos materiales aglomerantes son los mismos que se utilizan en todo el país, por lo que su calidad se rige por los parámetros ofrecidos por empresas especializadas en la elaboración y comercialización del mismo, dando hasta el momento resultados satisfactorios siempre que se sigan las indicaciones del productor; como por ejemplo que la relación agua-cemento sea la adecuada según el uso que se le desee dar a la mezcla obtenida.

3.2.2. Block

Para este material se tomó una pequeña muestra de 2 tipos de blocks de diferente precio de una empresa cualquiera obteniendo resultados aceptables según normas (este análisis se realizó a compresión y a cortante para conocer si es posible encontrar en toda la región blocks con características mínimas necesarias para una buena construcción).

3.2.3. Arena

En el departamento se cuentan con varios bancos de material tal es el caso de la arena del río Samalá, este material es utilizado en las viviendas sin tomar en cuenta porcentajes de materia orgánica, modo de finura, densidad, absorción. Que son características requeridas para una buena construcción.

3.2.4. Piedrín

Este material es posible encontrarlo ya sea de canto rodado, triturado o una combinación de los dos, pero tampoco recibe la atención adecuada en el

análisis de sus propiedades como una granulometría adecuada, absorción, cantidad de partículas planas y alargada.

3.2.5. Acero

El acero utilizado es el mismo que se puede conseguir en cualquier otro lado del país, pero esto también conlleva a que existen aceros no estandarizados que se venden a menor precio y no cumplen los requerimientos de un acero de calidad afectando así el funcionamiento estructural de la vivienda.

3.3. Conocimiento y calidad constructiva de la mano de obra

En el departamento de Suchitepéquez se trabaja normalmente con conocimiento empírico en el área de la construcción, utilizando para viviendas, la mampostería confinada y algunas veces la mampostería reforzada. Son pocas las edificaciones elaboradas con material prefabricado debido al poco conocimiento del mismo, y únicamente es utilizado cuando constructoras que no son del lugar llegan a elaborar alguna obra.

En el departamento existen instituciones académicas que forman profesionales a nivel diversificado en el ramo de la construcción, pero aun así, los técnicos no tienen la capacidad necesaria para llevar a cabo un análisis y diseño competente ante las circunstancias provocadas por los sismos que se suscitan en la región.

Existen edificaciones que poseen un buen diseño, esto es debido a que se ha tomado la opinión de ingenieros con conocimiento o ya sea porque algunos

técnicos no escatiman en costos y toman precauciones que bien pueden ser funcionales o pueden convertirse en un sobre refuerzo innecesario.

Otro problema de la mano de obra es el economizar, ya que muchos debido a su déficit de conocimiento, consideran que se pueden hacer reducciones ya sea de block, acero o cemento en cualquiera de los pasos de la construcción, esto genera un grave perjuicio en la obra que incluso podría fallar sin la necesidad de un sismo.

3.4. Situación actual de las edificaciones luego de los últimos sismos

A continuación se muestra varios tipos de fallas sucedidas en diferentes elementos de viviendas de mampostería, debido a sismos y al deterioro por el paso del tiempo, ubicadas en el departamento de en Suchitepéquez.

Figura 7. Falla por flexión y filtración de humedad, desprendiéndose el recubrimiento inferior de la viga debido a una mala mezcla, una mala fundición y/o un mal curado



Fuente: Vivienda en Mazatenango municipio de Suchitepéquez, Guatemala 2011.

Figura 8. **Falla por cortante en muro así como humedad en el mismo, esto debido a movimientos sísmicos y filtraciones en la losa y muro**



Fuente: Vivienda en Mazatenango municipio de Suchitepéquez, Guatemala 2011.

Figura 9. **Fallas por flexión en la losa, debido a vibraciones, mala mezcla, mala fundición, poco recubrimiento en las instalaciones eléctricas embebidas y/o mal curado**



Fuente: Vivienda en Mazatenango municipio de Suchitepéquez, Guatemala 2011.

Figura 10. **Falla de desprendimiento de recubrimiento, debido a poco recubrimiento y/o explosión del concreto por movimiento sísmico**



Fuente: Vivienda en Mazatenango municipio de Suchitepéquez, Guatemala 2011.

Figura 11. **Falla por cortante en puerta, debido a movimientos sísmicos**



Fuente: Vivienda en Mazatenango municipio de Suchitepéquez, Guatemala 2011.

Figura 12. **Falla por corte, debido a una mala colocación del tragaluz y la cercanía del otro, provocando debilidad en esa parte de la losa**



Fuente: Vivienda en Mazatenango municipio de Suchitepéquez, Guatemala 2011.

4. CÓDIGOS, NORMAS Y REFERENCIAS UTILIZADAS EN EL PAÍS PARA REALIZAR CONSTRUCCIONES

Existe una gran variedad de estos documentos que son esenciales para elaborar cualquier proceso de forma correcta y con calidad, es por esta razón que para los procesos constructivos, se deben conocer las normas, códigos y referencias que nos brinden parámetros de calidad.

4.1. Tipos utilizados e importancia de su uso

A continuación se describen algunos de los tipos de normas generales, en donde se engloban la mayoría de códigos de procesos constructivos de procedencia nacional y extranjera que se utilizadas en el país aunque no sean de tipo obligatorios.

4.1.1. Norma estructural

Como AGIES (Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica), este tipo de normas brinda parámetros de las características necesarias que deben tener las estructuras utilizadas en la construcción, siendo su mayor importancia el asegurar que una estructura pueda ser capaz de resistir las fuerzas actuantes en ella o al menos lograr que falle antes de su colapso, dando tiempo suficiente para salvaguardar vidas.

4.1.2. Normas de registro de patente de calidad

Como COGUANOR (Comisión Guatemalteca de Normas). Este tipo de normas son elaboradas con el propósito de limitar las características mínimas y máximas de materiales de construcción, esto para que los productos sean capaces de competir justamente unos con otros y que su calidad sea aceptable para su fin.

4.1.3. Normas de aceptación de aplicabilidad consuetudinarias

Como: ACI (American Concrete Institute), UBC (Building Construction Code Book), IBC (International Building Code). Este tipo de normas han sido creadas a través de años de investigación y aplicabilidad de los diferentes sistemas constructivos, brinda además parámetros para asegurar una buena construcción y su importancia radica en mejorar el diseño y elaboración de estructuras según las características de cada lugar a construir.

4.1.4. Normas de reconocimiento internacional

Como ASTM (American Society for Testing Materials), son normas de aceptabilidad internacional que permite el estándar de varios materiales, pruebas de laboratorio, y conocimientos aplicables en la construcción, son importantes ya que permiten la igualdad internacional de la calidad de los materiales y su eficiencia a través de pruebas de confiabilidad.

4.1.5. Normas nacionales y normas municipales

Son normas apropiadas específicamente para las necesidades de un lugar definido, elaboradas a base de investigaciones y conocimiento de las características del mismo. Un ejemplo sería el reglamento de construcción de la ciudad de Guatemala.

4.2. Conocimiento y utilización en el área de Suchitepéquez

La información es poca, no se tiene el conocimiento de normas, al menos que se tenga el nivel universitario de ingeniero o arquitecto (aun así algunos no utilizan o no conocen las referencias para diseño).

La Municipalidad de Mazatenango, es el ente encargado para controlar las características de las construcciones, existe el reglamento municipal que da parámetros para mantener las características estéticas del lugar así como requisitos de ubicación, ambientación y arquitectónicos necesarios para la aprobación de la licencia de construcción, respecto a la parte del diseño solo mencionan que se debe aplicar una buena construcción considerando utilizar buenos materiales, un diseño sísmico y viviendas incombustibles.

4.3. Alcance de los normativos creados en otros países que se aplican en Guatemala

Algunos normativos son utilizados en el país debido a la falta de ellos, estos normativos poseen ciertos parámetros aplicables al país pero pese a esto quedan muchas consideraciones no estudiadas y que varían según el lugar en el que se desee construir ya que el país se conforma de diferentes regiones, diferentes climas y a su vez se ubica entre varias placas tectónicas.

Se pueden mencionar normativos como, ACI, IBC, UBC, Normas ASTM, que consideran regiones altamente sísmicas para poder elaborar un buen diseño constructivo.

4.4. Normativos creados en el país

El país no cuenta con normativos utilizados como base para toda construcción (reconocidos y obligatorios para la nación). Entre la ayuda existente hasta el momento se tienen: las normas COGUANOR aplicadas para control de calidad, el reglamento municipal que varía según el departamento, y las AGIES que son normas en elaboración y aun si carácter obligatorio.

Esto deja la carencia de un normativo propio y obligatorio que considere las características diferentes de cada zona del país (materiales, suelo, métodos constructivos).

5. PROPUESTA DE NORMA DE DISEÑO SISMO RESISTENTE PARA VIVIENDA URBANA

Para lograr una construcción de calidad es necesario tomar varias consideraciones en todos los pasos que conforman el proceso constructivo, tal es el caso de conocer los suelo, los materiales del lugar, los diseños adecuados para construir, y otros factores que aseguren un buen trabajo.

5.1. Suelo

Se denomina suelo a la parte superficial de la corteza terrestre, y su estudio es muy importante, ya que es el que soporta las cargas verticales de las diferentes edificaciones por medio de transmisión de cargas.

5.1.1. Tipos de suelos

Dependiendo de la zona del país, el suelo puede variar en sus características, por lo que a continuación se describen las propiedades de los tipos de suelos comúnmente encontrados a la hora de realizar una construcción.

5.1.1.1. Gravas

Son acumulaciones sueltas de fragmentos de rocas mayores de 2 milímetros de diámetro. Cuando estas son acarreadas por las aguas de los ríos, generalmente se les conoce con el nombre de canto rodado. Las

propiedades químicas de las gravas dependen de su proceso de formación y del tipo de minerales que se encontraban en el río los cuales le dieron origen.

5.1.1.2. Arenas

Son materiales de granos finos procedentes de la denudación de las rocas o de su trituración artificial y cuyas partículas varían entre 2 y 0,05 milímetros de diámetro. Las arenas estando limpias no se contraen al secarse, no son plásticas, son mucho menos compresibles que la arcilla y si se aplica una carga en su superficie, se comprimen casi de manera instantánea.

A la hora de que se produzca un sismo de magnitud considerable y el suelo arenoso esté saturado, se puede generar problemas de licuefacción, es decir un fenómeno parecido al de arenas movedizas, al registrarse este inconveniente se tendría un asentamiento crítico de la vivienda que se encuentre cimentada en este suelo. Por lo que se deben tener las consideraciones necesarias para prevenir este caso particular.

5.1.1.3. Limos

Son suelos de granos finos con poca o ninguna plasticidad, pudiendo ser limo inorgánico (producto de canteras) o limo orgánico (se encuentran en los ríos), el cual posee características plásticas. Su diámetro está comprendido entre 0,05 y 0,005 milímetros.

Los limos sueltos y saturados son completamente inadecuados para soportar cargas por medio de cimientos. Su color varía desde gris claro a muy oscuro. La permeabilidad de los limos orgánicos es muy baja y su

compresibilidad muy alta, éstos de no encontrarse en estado denso, a menudo son considerados como suelos pobres para cimentar.

5.1.1.4. Arcillas

Estas partículas sólidas tienen un diámetro menor de 0,005 milímetros. y tienen la característica de volverse plásticas al ser mezcladas con agua, son compresibles y al aplicarles una carga en su superficie se comprimen lentamente, la cohesión entre ellas está en función del grado de humedad al que estén sometidas pero al empezar el proceso de secado comienzan a contraerse, produciendo asentamiento en las estructuras.

Cuando las cimentaciones van sobre suelo que en su mayor parte está conformado por arcilla, es perjudicial para las estructuras debido a que este material al estar saturado se expande, provocando grietas en las paredes de las casas, ya que induce esfuerzos cortantes debido al empuje que está generando la tierra y al contraerse cuando se seca también puede provocar hundimientos que generarían el mismo problema.

Tabla I. **Resistencia a compresión simple de las arcillas**

Clasificación	Resistencia a compresión simple (kPa)
Muy blanda	0-25
Blanda	25-50
Media	50-100
Firme	100-200
Muy firme	200-400
Dura	> 400

Fuente: Código Técnico de la Edificación. Seguridad Estructural Cimentaciones. España.

5.1.1.5. Talpetate

Es mejor conocido como talpetate, según es descrito por los autores, es un material pulverulento, de color café claro o café oscuro, compuesto de arcilla, limo y arena en proporciones variables, con un cementante que puede ser la misma arcilla o el carbonado de calcio.

El talpetate es uno de los mejores suelos para la construcción, debido a su excelente capacidad de carga, pero presenta el inconveniente de ser difícil la excavación artesanal en él, ya que el cementante natural que tiene le da propiedades de dureza increíbles, por lo que para construir en éste se puede realizar solo columnas principales con una zapata que evite el punzonamiento, y una excavación superficial que remueva suelo orgánico donde irán ubicadas las hiladas del block, esto por la gran capacidad de carga de este suelo.

5.1.2. Suelos de bajo valor soporte

A continuación se describen algunos valores de capacidad soporte de algunos suelos comunes dependiendo la profundidad a la que se piense dejar el cimiento.

Tabla II. Valores soportes dependiendo el tipo de suelo

PRESIONES ADMISIBLES EN EL TERRENO DE CIMENTACION					
Naturaleza del terreno	Presión admisible en kg/cm ² , para profundidad de cimentación en metros de:				
	0	0.5	1	2	>3
1. <i>Rocas (1)</i>					
No estratificadas	30	40	50	60	60
Estratificadas	10	12	16	20	20
2. <i>Terrenos sin cohesión (2)</i>					
Graveras	-	4	5	6.3	8
Arenosos gruesos	-	2.5	3.2	4	5
Arenosos finos	-	1.6	2	2.5	3.2
3. <i>Terrenos coherentes</i>					
Arcillosos duros	-	-	4	4	4
Arcillosos semiduros	-	-	2	2	2
Arcillosos blandos	-	-	1	1	1
Arcillosos fluidos	-	-	0.5	0.5	0.5
4. <i>Terrenos deficientes</i>	En general resistencia nula, salvo que se determine experimentalmente el valor admisible.				
Fangos					
Terrenos orgánicos					
Rellenos sin consolidar					
OBSERVACIONES:					
(1) a) Los valores que se indican corresponden a rocas sanas, pudiendo tener alguna grieta.					
b) Para rocas meteorizadas o muy agrietadas las tensiones se reducirán prudencialmente.					
(2) a) Los valores indicados se refieren a terrenos consolidados que requieren el uso del pico para removerlos.					
Para terrenos de consolidación media en que la pala penetra con dificultad los valores anteriores se multiplicarán por 0.8.					
Para terrenos sueltos, que se remuevan fácilmente con la pala, los valores indicados se multiplicarán por 0.5.					
b) Los valores indicados corresponden a una anchura de cimiento igual o superior a 1 m. En caso de anchuras inferiores, la presión se multiplicará por la anchura del cimiento expresada en metros.					
c) Cuando el nivel freático diste de la superficie de apoyo menos de su anchura, los valores de la Tabla se multiplicarán por 0.8.					

Fuente: Luis López García y Jesús López Perales. Elementos de Construcción, Universidad de Castilla 1999. p 5.

5.1.3. Importancia del análisis de suelo

No todos los suelos en estado inalterado poseen las características adecuadas para la construcción, es por esto que es necesario realizar un

análisis adecuado que dará la pauta si se necesita mejorar las características del suelo por medio de una estabilización o no.

En la exploración de un suelo se pueden identificar las capas de depósitos en los que residirá la cimentación de una estructura, además se utiliza para determinar las características físicas y el comportamiento del suelo bajo las cargas compresivas que soportará. El propósito del estudio de suelos es obtener información para:

- Seleccionar el tipo y profundidad de la cimentación adecuada para la obra a construir.
- Evaluar la capacidad de carga de la cimentación, la cual depende directamente del valor soporte del suelo.
- Estimar el asentamiento probable de una estructura, ya que según el tipo de suelo en el que se haya de cimentar, se pueden registrar distintas medidas de asentamiento.
- Detectar problemas potenciales de la cimentación (por ejemplo, suelo expansivo, suelo colapsable, relleno sanitario).
- Determinar la posición del nivel freático, ya que la humedad reduce la resistencia mecánica del suelo, además poder brindarle el recubrimiento necesario al acero que irá en las zapatas.

Establecer métodos de construcción para condiciones cambiantes del subsuelo, cuando se haya de construir el cimiento corrido como sustentante de la estructura.

5.1.4. Estabilización de suelos

Es el proceso por el cual, se mejoran las características de los suelos para que puedan alcanzar los requisitos necesarios para su uso en la construcción, esto se logra por medio de la modificación de características físicas y mecánicas del suelo.

5.1.4.1. Requisitos de la estabilización

El modo de modificar y el grado de modificación necesario en la estabilización dependen del carácter del suelo y de sus deficiencias. En la mayoría de los casos se necesita aumentar su resistencia, como en el caso de subrasante de carreteras; o disminución de la compresibilidad, para la cimentación de una estructura.

Un agente estabilizador satisfactorio debe proporcionar las cualidades requeridas y además debe satisfacer las condiciones siguientes:

- Debe ser compatible con el material del suelo
- Debe ser permanente
- Debe ser fácil de manejar y preparar
- Debe tener bajo costo

5.1.4.2. Tipos

A continuación se describen algunos tipos de estabilizaciones que pueden ser útiles en algunos suelos del país, así como el proceso para aplicarlas y la forma en que actúa o modifica las propiedades mecánicas y físicas del mismo.

5.1.4.2.1. Por compactación

Se debe entender por compactación de los suelos al incremento artificial de su peso específico seco y disminución del volumen por medios mecánicos.

La importancia de la compactación estriba en el aumento de resistencia y disminución de la capacidad de deformación, que se obtienen al someter el suelo a técnicas convenientes que aumentan su peso específico seco, disminuyendo sus vacíos.

- Tipos de suelos para los que es apropiado su uso

La compactación es aplicable a todo tipo de suelos, ya que dependiendo de las características del mismo, existe un método adecuado para llevar a cabo el trabajo; en el caso de suelos sin cohesión, la compactación ocurre mayormente por el reacondicionamiento de los granos, modificando la estructura de los suelos de un estado suelto a uno más denso, con la expulsión de agua y aire.

Para suelos cohesivos, la compactación se produce por la reordenación y por la distorsión de los granos, produciéndose una reducción de vacíos llenos de aire. Esto se logra por una fuerza que sea lo suficientemente grande para vencer la resistencia de cohesión o las fuerzas entre particular.

La aplicación de presión estática no es muy efectiva porque los granos se acuña unos contra otros y resisten el movimiento. Tanto la vibración como el choque son útiles para resistir el acuñaamiento de los granos y facilitar la compactación. Es más satisfactorio para suelos no cohesivos.

5.1.4.2.2. Con cal

La cal es un aglomerante de antaño utilizado en el ramo de la construcción que proveniente de las piedras calizas y en el tratamiento de un suelo con cal, se llevan a cabo cuatro reacciones básicas que se describen a continuación:

- Intercambio de catión: con la adición de cal en el suelo, este sufre un exceso de calcio y el intercambio de catión ocurrir, como que los cationes monovalentes son usualmente reemplazados por cationes multivalentes.
- Floculación y aglomeración: la adición de cal a suelos de grano fino causa floculación y aglomeración de las partículas de arcilla. Estas reacciones resultan de un aparente cambio de la arcilla, aglutinándose en agregados de gran tamaño. La floculación y la aglomeración son afectadas por el incremento del electrolito contenido en el agua de los poros y también como resultado de un cambio de ion de la arcilla en forma de calcio.
- Carbonación: la cal reacciona con el dióxido de carbono, dando origen a agentes cementantes, relativamente débiles, tales como carbonatos de calcio y/o de magnesio, dependiendo del tipo de cal usada.
- Reacción puzolánica: cuando una cantidad relativamente grande de cal es agregada al suelo, da lugar a que exista un exceso de calcio, incrementara el potencial de hidrógeno (pH) de la mezcla, devolviendo partículas de arcilla y produciendo aluminio (Al), y silicio (Si). Al agregar agua a la mezcla y reaccionar el calcio con el aluminio y el sílice, dará lugar a la formación de hidratos cristalinos de silicatos de calcio o hidratos de aluminatos de calcio, que vendrán a dar más resistencia,

tanto temprana como después de cierto tiempo en la mezcla suelo-cal. Esta reacción dependerá de la cantidad de cal que se agregue.

Las reacciones:

- Intercambio de catión
- floculación
- Aglomeración

Son las principales responsables de la modificación en las características del suelo, tales como: reducción de la plasticidad, reduce cambios de volumen e incrementa facilidad de trabajo. Estos cambios se llevan a cabo en casi todas las arcillas y requieren relativamente pequeñas cantidades de cal, en la Caolinita, por ejemplo, solo reduce cambios de volumen y no hay reducción en la plasticidad, mientras que en Illita trabaja muy bien.

Aunque se pueden mencionar como consecuencias desfavorables la reducción de la densidad seca compactada (en un 10 por ciento); incremento en el contenido óptimo de la humedad (alrededor de un 5 y 6 por ciento), un pequeño cambio en su manejo durante el mezclado y una baja resistencia temprana. Algunas veces gana resistencia con el tiempo.

Se puede decir también que los suelos alcalinos reaccionan menos que los suelos ácidos. Obteniéndose la modificación óptima cuando se alcanza un valor de potencial de hidrógeno (pH) igual a 12,4, a partir de aquí aunque se agregue más cal no se estabilizará el suelo.

La reacción puzolánica anteriormente mencionada constituye básicamente la estabilización, y de ella se indicó anteriormente, presentando la información que sobre el suelo-cal existe, con ella se obtiene un sustancial aumento de resistencia en el suelo.

- Tipos de suelos para los que es apropiado su uso

Como ya se mencionó, la principal característica de la cal, por la cual es utilizada como un estabilizante, es la serie de cambios tanto físicos como químicos que produce en un suelo; en el caso de las arcillas, la reacción química es doble, primero se aglomeran las finas partículas de arcilla en forma ordinariamente desmenuzable del tamaño de los limos o arena. Luego se produce una cementación o endurecimiento, en el cual la cal reacciona químicamente con la sílice y el aluminio que está disponible en el suelo, formando silicatos y alunatos de calcio, además de otra serie de reacciones.

Es por esto que en general la cal reacciona de mejor manera con suelos plásticos que contengan arcilla; arcillas de grano fino, o suelos arcillo-gravosos. Estos suelos tienen un índice de plasticidad entre 10 a 50 o más. La única excepción serán los suelos que tengan más de un 20 por ciento de materia orgánica. Suelos con un índice plástico menor de 10 no reaccionan efectivamente con la cal, aunque existen numerosas excepciones. Con suelos de índice plástico bajos, puede ser efectivo el uso de la cal si hay presente material que pasa el tamiz #200 en un mínimo de 15 por ciento, esto se puede observar por medio de la siguiente prueba.

En una botella transparente se coloca una muestra del suelo que se desea analizar, luego se llena de agua hasta cubrir la muestra y se agita por medio minuto logrando que el agua se incorpore por todo el suelo, después se

deja la botella en reposo hasta que los estratos de suelo se vayan acomodando del más pesado al más fino, con esto se puede observar mejor la granulometría del suelo en estudio.

Los suelos no plásticos o con bajo índice de plasticidad, que no reaccionan con la cal, pueden estabilizarse provocando una reacción cal-sílice, agregando al suelo un segundo aditivo, que podría ser ceniza o algún residuo de la combustión de carbón de piedra triturada, aunque lo que se usa comúnmente son puzolanas, que son materiales silícicos o aluminio-silícicos que no tienen propiedades cementantes. Bajo ciertas condiciones también pueden ser empleadas algunas arcillas altamente reactivas.

- **Modificación**

De una manera singular, se puede enunciar los cambios que sufre el suelo en sus propiedades, como las siguientes:

- El índice de plasticidad disminuye algunas veces hasta la cuarta parte del valor original en suelos no plásticos. Esto es consecuencia a que el límite líquido decrece y el límite plástico se incrementa.
- El suelo sufre amontonamiento decreciendo la fuerza que une las partículas sustancialmente.
- La cal y el agua aceleran la desintegración de los terrones de arcilla durante el mezclado.

- La cal ayuda al secado de los suelos húmedos, acelerando de este modo la compactación.
 - La contracción y el hinchamiento, característicos de los suelos arcillosos, se reduce de forma significativa.
 - Después del curado, el esfuerzo de compresión no confinado aumenta considerablemente, en algunas ocasiones hasta 40 veces el valor original.
 - Los valores de sostenimiento de cargas o valor soporte aumentan considerablemente.
 - Las capas de suelo estabilizado con cal forman una barrera resistente al agua, impidiendo la penetración de la misma que se encuentra debajo por capilaridad.
- Aplicación de la cal

La cal puede ser agregada al suelo de dos formas: como polvo o como forma de lechada, cualquiera de estas puede ser aplicada para estabilizar el suelo con este método. La elección de cualquiera de estos depende del contenido de humedad del suelo, y de la localización del proyecto, para evitar que la acción del viento provoque molestias si el lugar está habitado. La cal en polvo puede ser agregada en las bolsas satisfactoriamente distribuidas o por mecanismos rociadores. La lechada será hecha por la mezcla de cal y agua, en mezcladoras especiales y luego esparcida en el suelo.

- Mezclado

En el caso de un suelo arenoso o de agregado grueso, la cal es aplicada en la superficie y mezclada con un pulverizador de rotación. Es importante hacer una precompactación liviana y dejar pasar 24 horas para dar lugar a las reacciones químicas, luego conformar y compactar.

- Compactación

Para un mejor endurecimiento de la superficie es necesario una compactación a una alta densidad, en un determinado tiempo, de todas las mezclas con cal. Todas las mezclas de suelo y cal, sin tomar en cuenta las de arcillas pesadas, pueden ser compactadas después de la mezcla o en un tiempo no mayor de 48 horas. La compactación puede ser hecha por medio de rodillos neumáticos, rodillos lisos o vibradores manuales, en capas de distintos espesores.

- Curado

Un buen curado es importante para obtener efectos resistentes. Las bases estabilizadas con cal pueden ser curadas satisfactoriamente mediante rociados con agua durante 7 días o con un sello de tratamiento bituminoso dentro del primer día después de la última pasada de compactación. La duración de suelos estabilizados con cal, dependerá del buen diseño de mezcla y de la forma en que se aplique el método constructivo.

5.1.4.2.3. Con cemento

El cemento es un aglomerante formado a partir de una mezcla de caliza y arcilla calcinadas y posteriormente molidas, que tiene la propiedad de endurecerse al contacto con el agua. En la estabilización con cemento se pueden obtener dos tipos de resultados en la mezcla con el suelo:

- Modificación

Este proceso de la mezcla suelo-cemento es más mecánico que químico. La utilización de este método no es recomendable aplicarse a suelos finos ya que se requerirán porcentajes muy altos de cemento.

Un suelo modificado con cemento es el que ha sido tratado sin llegar al endurecimiento, reduciendo su plasticidad, decreciendo el contenido de humedad y la capacidad de cambios de volumen, incrementa su valor soporte y su resistencia a corte. La modificación con cemento está clasificada de acuerdo al tamaño de granos predominantes y se divide en dos grupos:

- Modificado de suelos arcillosos: esta modificación es usada para los suelos arcillosos que no son aceptados para ser usados como materiales de base para pavimentación por su relativamente alto índice plástico, o por tener una graduación muy pobre, se pueden modificar con cemento Portland para reducir o eliminar su plasticidad y para incrementar su valor soporte hasta el punto que sea aceptable su uso en base y subbase.
- Modificado de suelos finos: esta modificación es usada para suelos limo-arcillosos e incrementa su valor soporte, reduce su

plasticidad, decrece el límite líquido e incrementa el límite plástico, reduce cambios de volumen y pueden ser aceptados como bases para pavimentos, subbase para pavimentos de concreto.

Los procedimientos y equipo de construcción, en el caso de modificación del suelo, son los mismos que en la estabilización, lo que puede omitirse es el curado, aunque si este se realiza se obtiene un mejor provecho de cemento.

- Estabilización

La mezcla suelo-cemento reúne las dos reacciones, la modificación del suelo y su endurecimiento. La estabilización es básicamente un fenómeno físico, es una reacción puzolánica en la que los elementos silícicos forman elementos cementantes.

- Tipos de suelos para los que es apropiado su uso

El cemento puede ser utilizado en casi cualquier tipo de suelo, aunque su uso no siempre resulta económico, ya que cada tipo de suelo requiere una adecuada cantidad de cemento para su estabilización, esta aplicación es complicada debido a las variaciones en la naturaleza de terreno, y frecuentemente no queda otro recurso, para reducir a un mínimo los cambios en el material antes de proceder a su estabilización. La materia orgánica puede interferir con la hidratación del cemento, ya que los ácidos orgánicos poseen un gran deseo por los iones de calcio que liberan la acción original del cemento y captan los ácidos, dificultando así la acción aglutinante del propio cemento o la estabilización de las partículas laminares de arcilla.

Las características mínimas que debe satisfacer un suelo para que los resultados sean verdaderamente satisfactorios son:

- Límite líquido < 50 por ciento
- Límite plástico > 18 por ciento
- El material que pase al tamiz #200 debe ser menor que el 50 por ciento
- El contenido de materia orgánica no debe sobrepasar el 1-2 por ciento en peso

Algunas arcillas muy plásticas que se salen de los límites anteriores, han sido exitosamente tratadas con cemento después de un tratamiento previo con un 2 o 3 por ciento de cal hidratada, con lo que se logra dar al suelo mayor trabajabilidad y abatir su plasticidad.

Las arcillas requieren mayor cantidad de cemento y generalmente es necesario pulverizar los terrones para que se mezclen bien con el cemento, es por ello que la estabilización de los suelos arcillosos resulta siempre más costosa, en todo sentido, que los suelos arenosos o gravosos.

- Cambios esperados en las propiedades del suelo estabilizado

El fenómeno químico que ocurre entre el suelo y cemento cuando son mezclados con el óptimo contenido de agua, aun no son comprendidos del todo, básicamente consiste en relaciones del cemento con los componentes silicosos de suelo, que producen conglomerados que ligan las gravas, arenas y limos; este es el efecto básico en los suelos gruesos.

El hidrato de calcio que se forma como consecuencia del contacto de cemento con el agua, libera iones de calcio, muy ávidos al agua, que la toman de la que existe entre las laminillas de arcilla.

El efecto del cemento en los suelos arcillosos resulta más complicado que en los suelos gruesos. Primeramente se produce un efecto primario en que la hidratación del cemento produce silicatos y aluminatos hidratados de calcio, hidróxidos de calcio e iones de calcio, que elevan la concentración de electrolitos del agua, aumentando su potencial de hidrógeno (pH).

En el proceso secundario de la modificación se produce un intercambio iónico entre los iones de calcio y otros absorbidos por los minerales de arcilla, todo lo cual tiende a flocular a la propia arcilla. En la estabilización se producen reacciones químicas puzolánicas entre el cemento y los elementos que componen los cristales de arcilla; los elementos sílicos y alumínicos reaccionan con los compuestos cálcicos para formar elementos cementantes; y el resultado final de esta reacción es la transformación de una estructura arcillosa, originalmente floculada y vaporosa, en un agregado resistente.

- Determinación de porcentaje de mezcla apropiada

Lo usual actualmente es proporcionar las mezclas en base a un criterio de resistencia, generalmente realizando pruebas de compresión simple, aun cuando se complementa esa información con las pruebas de durabilidad.

Los métodos para poder controlar la cantidad de: cemento, agua y la densidad que debe alcanzar la mezcla; fueron aprobados por la ASTM, en 1944 y por la AASHTO, en 1945. En 1957 los métodos fueron revisados y se incorporaron nuevas experiencias a los mismos, designando lo siguiente:

- Prueba humedad-densidad. (ASTM D558 y AASHTO T134)

Controla el contenido de humedad y de densidad (límite de contenido óptimo de humedad y máxima densidad), para muestras de laboratorio; se usa también en el campo durante la construcción para determinar la cantidad de agua que deberá ser agregada y la densidad a la cual deberá ser compactada la mezcla. Esta prueba determina también la relación entre el contenido de humedad y la densidad, resultante, cuando la mezcla es compactada antes de la hidratación del cemento. La razón de esto es para evitar que ocurra modificación en el suelo incrementándose el contenido óptimo de humedad y decreciendo la densidad máxima.

- Prueba humedecido-secado. (ASTM D559 y AASHTO T135)

Esta prueba se usa para determinar si la mezcla esta dura o si la contracción y expansión, causadas por los cambios de humedad, provocan el reblandecimiento del suelo.

Existe un procedimiento abreviado para determinar el contenido adecuado de cemento en suelos arenosos. Este procedimiento no involucra nuevas pruebas o equipo adicional; únicamente se utilizan datos y tablas desarrolladas en pruebas anteriores de suelos similares, que reducen la cantidad de trabajo requerido.

Las pruebas de laboratorio que son necesaria son:

- Humedad densidad una línea no colocar punto al final
- Esfuerzo a compresión
- Tamaño de granos

Y se requieren muestras relativamente pequeñas, y todas las pruebas excepto la de 7 días, de resistencia a compresión, pueden ser ejecutadas en un día.

- Pruebas rápidas

Este método es usado comúnmente en construcciones de emergencias o proyectos muy pequeños, cuando las pruebas requeridas por la ASTM o AASHTO no resultan convenientes, consiste en inspecciones visuales a varias muestras que cubren un rango de contenido de cemento, por ejemplo: 10 por ciento, 14 por ciento, 18 por ciento.

Después de 1 o 2 días de endurecimiento, las muestras son inspeccionadas por picado con un instrumento puntiagudo, y por un golpe seco a cada muestra para determinar el grado de endurecimiento.

Si en la muestra la penetración no ha sido mayor de $1/8$ a $1/4$ de pulgada, y si se produce un sonido sólido, se supone una cantidad adecuada de cemento. En este tipo de pruebas, la experiencia del operario juega un papel importante. Todo tipo de suelo con la adecuada dosificación de cemento debe cumplir con las siguientes condiciones:

- Pérdida de material disgregado en la prueba de humedad-secado no debe ser mayor de: gravas, arenas y arenas limosas 14 por ciento, limos 10 por ciento, y arcillas 7 por ciento.

- Cambio volumétrico en cualquier momento durante la prueba humedad-secado no debe ser superior al 2 por ciento de su volumen inicial.
- El contenido máximo de humedad en cualquier tiempo no debe ser mayor que el necesario para llenar los vacíos de la probeta en el momento de ser fabricada.
- La resistencia a compresión debe aumentar con la edad y con mayor contenido de cemento, dentro de los límites que marcan los incisos A, B, y C.

5.1.4.2.4. Con derivados del petróleo

Los materiales bituminosos se han empleado para estabilizar tierras arenas, y para impermeabilizar materiales graduados similares a las bases no tratadas, pero con más materiales plásticos finos. El procedimiento es puramente mecánico y consiste en cubrir las partículas con el material asfáltico sin que exista o se produzca reacción química importante.

Son tres los tipos de productos que se han utilizado en este método de estabilización:

- Productos bituminosos, que son sistemas anhidros de hidrocarburos totalmente solubles en bisulfuro de carbono.
- Productos asfálticos procedentes de la destilación y refinamiento del petróleo o asfaltos naturales.

- Productos residuales de la destilación destructiva de la materia orgánica, tales como el carbón, ciertos aceites, lignitos, turbas y alquitranes.

Las emulsiones y los asfaltos rebajados son los productos más usados para estabilizar suelos, pero también se usan alquitranes calentados o rebajados. Los rebajados más usuales son los de fraguado lento y medio, pero en las arenas se usan los de fraguado rápido. Los solventes para rebajarlos son usualmente gasolina, kerosén, y una mezcla de kerosén y diesel para dar lugar respectivamente a los de fraguado rápido, medio y lento.

En el caso de los asfaltos emulsificados, se usan con rompimiento medio y lento. Las emulsiones con suspensiones muy finas de partículas de asfalto en agua y el asfalto se ligan con el suelo cuando la suspensión se coagula. En el momento en que ocurre la coagulación se determina la efectividad de la mezcla asfalto-suelo; si esto ocurre muy pronto se tendrá una penetración escasa e inadecuada, siendo esta la razón por la que se evitan las emulsiones de rompimiento rápido.

- Tipos de suelos para los que es apropiado su uso.

Prácticamente todos los suelos responden a la estabilización con productos derivados del petróleo, incluyendo las arcillas más compresibles y activas, pero los mejores resultados se obtienen sin duda con arenas y gravas arenosas, materiales a los que estos derivados del petróleo les da cohesión e impermeabilidad. La granulometría del suelo no es especial, pero se obtienen mejores resultados con el suelo que llene los siguientes requisitos:

- Más de 50 por ciento del material debe ser menor que le tamiz #4.

- De 35 a 100 por ciento del material debe ser más fino que el tamiz #40.
- El retenido en la malla #200 debe estar comprendido entre 10 y 50 por ciento.
- El límite líquido de la fracción fina debe ser menor del 40 por ciento.
- El índice de plasticidad de la fracción fina debe ser menor del 18 por ciento.

Si el suelo cumple con los requerimientos anteriores se obtendrá el efecto deseado de unión e impermeabilización de las partículas, ya que se llenaran perfectamente los vacíos en el suelo. En arenas muy limpias puede haber problemas de adherencia entre el asfalto y los materiales silícicos, lo que conduce al desprendimiento del material estabilizante y la pérdida de sus buenos efectos. Los suelos húmedos pueden presentar el inconveniente de que al añadirseles más líquidos, durante el proceso de estabilización, lleguen a una consistencia donde se haga muy difícil compactarlos.

En el caso de arenas muy limpias, con no más del 3 por ciento de material pasado en el tamiz #200, y con humedad se estabiliza con 1 o 2 por ciento de cal, se obtienen muy buenos resultados para mejorar la adherencia entre el asfalto y las partículas de arena.

Los contenidos de materia orgánica y sales con un alto valor de potencial de hidrógeno (pH), son contraindicados, ya que perjudican mucho la adherencia entre el suelo y el material bituminoso, debido a problemas de mezclado y al alto contenido de material bituminoso que requieren.

- Cambios esperados en las propiedades del suelo

Todos los productos bituminosos son viscosos y cohesivos, por lo tanto pueden ser usados para proporcionar la adherencia necesaria a los suelos naturales que carezcan o que posean en escaso grado esta propiedad. Existen otros suelos que presentan suficiente cohesión y fricción interna siempre que su contenido de humedad sea bajo, pero si adquieren cierta cantidad adicional de agua disminuye notablemente su estabilidad. En estos casos pueden aprovecharse las propiedades impermeabilizantes de los productos bituminosos para mantener el poder soportante natural de estos suelos bajo todas condiciones climáticas.

- Ensayos para determinar el porcentaje de mezcla apropiada

Para poder obtener los resultados apropiados de la mezcla, y obtener el contenido de material bituminoso apropiado, es importante tomar en cuenta las propiedades del suelo ya que variaran en función directa o inversa al contenido del material bituminoso; las que se mencionan a continuación:

- Variación del peso volumétrico seco
- Variación del contenido óptimo de agua

Para determinar el grado y cantidad de material bituminoso, para un suelo en particular, se llevaran al laboratorio un buen número de muestras para ser sometidas a pruebas de estabilización y absorción.

Las mezclas deben ser hechas con un amplio rango de contenido asfáltico; en incrementos de 0,5 por ciento y son preparadas en las cantidades de 3,5, 4,0, 4,5, 5,0, 5,5, 6,0, 6,5, y 7,0 por ciento; estos porcentajes sirven

para determinar el contenido óptimo a emplear de asfalto. Para producir una mezcla homogénea con un mínimo esfuerzo, tanto en el laboratorio como en el campo, el suelo deberá contener menos de 10 por ciento de humedad, para asfaltos rebajados y más de 10 por ciento en el caso de asfaltos emulsificados. La razón de esto es que la humedad actúa como un vehículo para el asfalto ayudando a la mezcla.

Luego que las muestras de laboratorio han sido formadas y curadas, son sometidas a pruebas de estabilidad húmeda y seca, y absorción de humedad, poniendo los resultados en gráficos. Son varios los tipos de pruebas a que son sometidas las muestras, siendo algunas de ellas; ensayo triaxial, *hubbar-field* y ensayo de Marshall, estas pruebas sirven para verificar la resistencia o su grado de estabilización, y al igual que en la estabilización con cemento, en el caso de asfaltos, también se pueden realizar pruebas rápidas, como son los ensayos de penetración y de esfuerzo cortante.

- Construcción de la mezcla suelo-asfalto, esta secuencia comprende los siguientes pasos:
 - Pulverización del suelo
 - Adición del agua para un mezclado adecuado
 - Adición y mezcla del asfalto
 - Aireación para llegar a un contenido de solventes volátiles apropiados para la compactación
 - Compactación
 - Acabado
 - Aireación y curado

De la secuencia, el mezclado y la etapa de reducción de solventes volátiles pueden ser las más delicadas. En suelos arcillosos, sobre todo, puede convenir, durante el mezclado, un alto contenido de solventes y, además el contenido de estas sustancias para favorecer una buena compactación es normalmente más alto que el que garantiza una buena estabilidad. A consecuencia de esto el suelo-asfalto requiere de un período de aireación después de compactado, esto es una realidad, cuando más cohesivo sea el suelo.

Cuando se usan emulsiones apropiadas para estabilización de finos, el porcentaje líquido que se les agrega debe ser convenientemente eliminado, lo que exige la colocación de la mezcla en capas suficientemente delgadas.

5.1.5. Incidencia del nivel freático en un suelo

La presencia de agua freática cerca de una cimentación afecta considerablemente la capacidad de carga y asentamiento de ésta, entre otras.

El nivel del agua cambia con las estaciones, siendo el más crítico el invierno donde se registran alturas que no estaban previstas, probablemente porque el proyecto fue iniciado en verano. En muchos casos puede ser necesario establecer los niveles máximo y mínimo posibles del agua durante la vida útil de un proyecto, para aportar soluciones adecuadas si se presentara un problema de este tipo.

Según el ingeniero Mario Corzo (asesor del presente), si el nivel freático es muy alto, se debe realizar un drenaje para controlar el flujo, podría ser con un drenaje francés o con ductos, para minimizar los efectos de la expansión en un suelo arcilloso.

5.1.6. Propuesta para el tipo de suelo de Suchitepéquez

Debido a que los resultados obtenidos por medio de la prueba de triaxial, se propone suponer un suelo de muy bajo valor soporte, aproximadamente de 10 a 25 toneladas por metro cuadrado, se debe utilizar una estabilización de suelo adecuada de las antes mencionadas para mejorar las deficiencias y poder construir un buen cimiento, por ejemplo quedaría muy bien el utilizar suelo-cemento para darle mejor soporte y compactar el terreno en el caso de ser tierra suelta.

5.2. Materiales de construcción

Existe una gran gama de materiales utilizados en el ramo de la construcción los cuales deben cumplir con características específicas para que su función sea la correcta en el trabajo que realiza una vivienda debido a diferentes cargas.

5.2.1. Definición

Son las materias primas o manufacturadas requeridas para realizar una obra de ingeniería civil o arquitectura, abarca una amplia gama de productos y son clasificados por su uso y características físicas.

5.2.2. Materiales utilizados para viviendas en mampostería

Las viviendas de mampostería son denominadas así, porque están elaboradas de unidades (mamposte) colocadas una sobre otra, y algunas de las características que se describen a continuación son de suma importancia considerar para obtener un mamposte de calidad.

5.2.2.1. Unidades de mampostería (UM)

Los bloques de mampostería están normados en su fabricación con cemento portland, arena, agregado grueso y agua.

La proporción de cemento, arena y agregado grueso es totalmente diferente a las del concreto. En general en las UM hay más arena que agregados grueso, mientras que en el concreto el volumen de agregados gruesos es mayor que el volumen de arena.

Las UM se fabrican a gran escala con máquinas bloqueras con una gran compactación de la mezcla. La compactación se realiza por la vibración de los moldes y las paletas donde se montan los moldes. Todos los bloques de mampostería deben de cumplir con los requisitos de las normas ASTM C90.

5.2.2.2. Tipos de unidades de mampostería

Tres tipos de bloques de mampostería están definidos, basados en la densidad de las unidades (el peso se mide en condiciones secas, y el peso de la mezcla se mide en libras por pie cúbico), los tipos son:

- **Pesados:** unidades producidas con áridos estándar se definen con un peso de 125 libras por pie cúbico o más.
- **Medios:** generalmente estas unidades se producen con una mezcla diferente de agregados, se definen con un peso de 105 libras por pie cúbico o menor de 125 libras por pie cúbico.

- Livianos: estas unidades son producidas con agregados finos, como arcilla y yeso. Normalmente se utiliza también arena volcánica como agregado fino, de igual manera se utiliza la piedra pómez. Estas unidades están definidas con un peso menor de 105 libras por pie cúbico.

Tabla III. **Máxima absorción permisible de los diferentes tipos de block**

Tipos	Peso (libra/pie³)	Max. Absorción (libra/pie³)
Pesados	≥125	13
Medianos	≥105<125	15
Livianos	<105	18

Fuente: Notas mampostéricas de una Sabandija. p 2.

Tabla IV. **Unidades de mampostería (UM) clasificación por peso volumétrico neto mínimo de piezas, en estado seco**

Tipo de pieza	Valores en kN/m³ (kg/m³)
Tabique de barro recocido	13 (1 300)
Tabique de barro con huecos verticales	17 (1 700)
Bloque de concreto	17 (1 700)
Tabique de concreto (tabicón)	15 (1 500)

Fuente: Notas mampostéricas de una Sabandija. p 2.

5.2.2.3. Propiedades físicas

Son aquellas cualidades que son mensurables en un sistema físico. Puede decirse, por lo tanto, que las propiedades físicas son magnitudes de volumen, área, longitud y otras de este tipo. Por lo que todas las unidades de mampostería de concreto deben de cumplir con:

- Contracción

Los bloques de hormigón varían considerablemente en el contenido de humedad, debido a la variación en la producción, el curado, las condiciones ambientales durante el transporte, el almacenamiento y la instalación final. Estas condiciones, al no ser controladas, dan lugar a la contracción injustificada de las unidades de mampostería de hormigón.

De acuerdo con la norma ASTM C 90, la contracción por secado lineal en el tiempo de entrega al comprador no puede exceder de 0,065 por ciento.

La contracción lineal máxima permitida, por ejemplo, por un muro de 30 pies de largo, es de aproximadamente 0,25 pulgadas basados en la contracción máxima. La contracción real suele ser mucho menor, ya que depende del contenido de humedad de la unidad y las condiciones climáticas.

- Dimensiones – unidades con agujeros

Los requisitos para unidades de uso común se dan en la tabla para espesores mínimos de área neta y área bruta de otras unidades se debe referir a la norma ASTM C 90.

Tabla V. **Espesores requeridos de área bruta y área neta para UM**

Ancho Nominal (plg.)	Espesor mínimo Bruta (plg.)	Área	Espesor mínimo Área Neta (plg.)
6	1		1
8	1,25		1
10	1,38		1,12
12	1,5		1,12

Fuente: Notas mampostéricas de una Sabandija, ASTM C 90. p 3.

Para las unidades, el área neta de la sección transversal debe ser de al menos el 75 por ciento de la superficie en el mismo plano.

Todas las unidades de mampostería de hormigón se fabrican para permitir una junta de mortero de 3/8 pulgada vertical y horizontal, por ejemplo, una unidad de 8x8x16 pulgadas es de 7,625 x 7,625 x 15,625 pulgadas en las dimensiones físicas reales.

Tabla VI. **Características de bloques con superficie de vacíos mayor de 25 % del área total**

Tipo de bloque	Grosor mínimo de paredes del bloque	Variaciones permisibles para las 3 dimensiones	Resistencia a compresión a los 28 días (m)	Máxima absorción de agua 24 hrs. (n)
A	3,0 cm.	4 mm.	50 kg / cm ²	30%
B	2,5 cm.	4 mm.	35 kg / cm ²	30%
C	2,5 cm.	4 mm.	25 kg / cm ²	30%

Fuente: Norma FHA. p 8.

Donde:

(m) = Resistencia sobre área bruta total

(n) = No servirá de base para rechazo del bloque pero se preferirá al bloque de menor absorción

El bloque de pedrín debe ser del tipo A como mínimo.

El bloque de pómez debe ser del tipo C como mínimo.

- Resistencia a compresión (f'_m)

La resistencia a compresión se determinará para cada tipo de piezas de acuerdo con el ensaye especificado en la Norma 21-17 DEL UBC-97 sección 2 105.

Para diseño, se empleará un valor de la resistencia, f'_m , medida sobre el área bruta, que se determinará como el que es alcanzado por lo menos el 98 por ciento de las piezas producidas. La resistencia de diseño se determinará con base en la información estadística existente sobre el producto o a partir de muestreos de la pieza, ya sea en planta o en obra.

Si se opta por el muestreo, se obtendrán al menos tres muestras, cada una de diez piezas, de lotes diferentes de la producción. La resistencia de diseño se calculará como

$$f'_m \cong \frac{f_m}{1 + 2,5c_p}$$

f_m = Resistencia a compresión de las piezas, referidas al área bruta.

C_p = Coeficiente de variación de la resistencia a compresión de las piezas

El valor de C_p no se tomará menor que:

- 0,20 para piezas provenientes de plantas mecanizadas que evidencien un sistema de control de calidad.
- 0,30 para piezas de fabricación mecanizada, pero que no cuenten con un sistema de control de calidad.
- 0,35 para piezas de producción artesanal.

5.2.2.4. Mampostes utilizados en Guatemala

Los siguientes mampostes son los más comunes de encontrar y utilizar en las diferentes regiones del país, por lo que las características que se mencionan a continuación son importantes de considerar para lograr una buena construcción.

5.2.2.4.1. Block

Son elementos o piezas elaborados con una mezcla de cemento, agregados y agua que se utilizan para conformar muros o paredes, dentro de los sistemas constructivos de mampostería pueden ser de concreto normal o de pómez.

Las características físicas y mecánicas de los bloques así como sus medidas y tolerancias están establecidas por la Norma COGUANOR NGO 41054.

En el país se usan bloques modulares con medidas de 19*19*39 centímetros, 14*19*39 centímetros y de 10*19*39 centímetros. Las medidas nominales son iguales a las medidas reales aumentada de un centímetro, o sea el espesor de junta normal de mortero.

Tabla VII. **Clasificación de bloques según resistencia a compresión y a condiciones ambientales**

Color de Identificación	Clase	Grado	Resistencia	
			Mpa	Psi
Rojo	A- Soporta carga	1. Usos generales	7	1 000
Verde	A- Soporta carga	2. Usos limitados	5	700
Negro	B- No Soporta carga	2. Usos limitados	2,5	360

Fuente: ASTM C144 sección 4.1.

La Norma COGUANOR clasifica los bloques de acuerdo a su capacidad de soportar carga y su grado de exposición a condiciones ambientales.

Además, según su masa seca (peso) los bloques se subdividen en pesados: mayor de 2 000 kilogramos por metro cúbico, medianos: de 1 680 a 2 000 kilogramos por metro cúbico, y livianos: menor de 1 680 kilogramos por metro cúbico.

Factores que afectan la resistencia de los bloques de concreto:

- Relación agua-cemento
- Peso de las unidades
- Tipo de agregado
- Proceso de fraguado

El cemento puede ser cualquiera que sea hidráulico para uso general en la construcción, prestando especial atención a la clase de resistencia del concreto. En Guatemala el cemento más usado en fabricación de bloques es el portland modificado con puzolanas tipo 1 de clase 4 000 libras por pulgada cuadrada, y también se utiliza el portland tipo 1 de clase 5 000 libras por pulgada cuadrada.

Los agregados son de dos clases: Los normales para concreto que son gravas y arenas naturales de río o mina, y arenas y piedrines de trituración de roca de canteras o canto rodado, y los livianos o ligeros, que son granulados volcánicos de diverso tipo y procedencia que incluyen principalmente las granzas y arenas de pómez amarillas y blancas y escorias volcánicas encontradas en las cercanías de los volcanes.

Los agregados son un componente importante de los bloques, ya que consisten en un 85 a 90 por ciento de la unidad. Los agregados deben tener la posibilidad de aglutinarse (pegarse) por medio del cemento hidráulico para formar un cuerpo sólido, por lo que son muy importantes su limpieza y durabilidad.

El tamaño máximo de agregado para fabricación de bloques es generalmente de $\frac{1}{2}$ pulgada (12,5 milímetros), y el recomendado es de un

tamaño máximo de 3/8 de pulgada (9,5 milímetros). El tamaño máximo de partícula no debe pasar de 1/3 del espesor de las paredes del bloque.

El agua debe ser apta para consumo humano, limpia, libre de materia orgánica, aceites, azúcares y otras sustancias que puedan afectar la resistencia o durabilidad.

- Clasificación y uso

La clasificación designación y uso se realiza por la resistencia a compresión y por el porcentaje de absorción máxima de humedad determinado como:

- Clase A

Uso estructural con baja absorción de humedad, para uso en muros exteriores o interiores que soportan carga por debajo o sobre el nivel del suelo. Muros de contención, muros de cimentación, muros de división que soportan carga. Para edificaciones mayores de 100 metros cuadrados de construcción, de uno o dos niveles. Para edificaciones de más de dos niveles se debe cumplir con los requisitos de diseño estructural de la Norma AGIES NSE 7.4. Requisito para edificaciones de mampostería estructural (ver tabla III).

- Clase B

Uso general con mediana absorción de humedad, muros exteriores o interiores que soportan carga sobre el nivel del suelo, para edificaciones con un área máxima de 100 metro cuadrado de construcción y distribución simétrica,

de uno o dos niveles (ver tabla III). Los bloques externos o expuestos deben usarse con recubrimiento protector contra las inclemencias del tiempo.

- Clase C

Uso no estructural con alta absorción de humedad, muros exteriores o interiores sobre el nivel del suelo, que no soportan carga, o que la soportan en muros de edificaciones de un nivel, menores de 50 metro cuadrado de construcción con distribución simétrica. También para muros colindantes entre terrenos. Si son muros exteriores debe aplicárseles un recubrimiento o acabado protector contra las inclemencias del tiempo (ver tabla III).

- Clasificación por absorción

La máxima absorción de agua de los bloques huecos de concreto, en 24 horas, será la que indica la tabla VIII.

- Clasificación por densidad

Los bloques huecos de concreto, completamente secos al horno y de acuerdo a la masa del concreto, se clasifican según tabla IX.

Tabla VIII. **Máxima absorción del agua de los blocks**

Clase	Absorción (en % de masa)	
	Promedio de 3 bloques como mínimo	Valor máximo Bloque individual
A	<10	11,00
B	<15	16,50
C	<20	22,00

Fuente: Norma Técnica Guatemalteca COGUANOR NTG 41054. p 5.

Tabla IX. **Clasificación por densidad de los blocks**

Clase	Bloques	Densidad
A	Pesado	Bloques, que completamente secos al horno, poseen una masa mínima de 2 000 Kg/m ³ (125 lb/pie ³)
B	Medio	Son los bloques, que completamente secos al horno, poseen una masa igual o mayor de 1 680 Kg/m ³ (105 lb/pie ³) pero menor de 2 000 kg/m ³ (125 lb/pie ³).
C	Liviano	Son los bloques, que completamente secos al horno, poseen una masa menor 1 680 Kg/m ³ (105 lb/pie ³)

Fuente: Norma Técnica Guatemalteca COGUANOR NTG 41054. p 6.

Tabla X. **Resistencia mínima a la compresión sobre área neta**

Clase	Resistencia mínima a compresión, calculada sobre área neta del bloque kg/cm ² (Mpa)	
	Promedio de 5 bloques o mas	Mínimo de bloque individual
A	133,0(13,0)	113,0(11,1)
B	100,0 (9,8)	85,0 (8,3)
C	66,0 (6,5)	56,0 (5,5)

Fuente: Norma Técnica Guatemalteca COGUANOR NTG 41054. p 4.

5.2.2.4.2. Ladrillo

Existen ladrillos de arcilla y sílico calcáreos. En el caso de los de arcilla el componente más importante es el cuarzo y puede formar un 90 por ciento del total, ayuda al proceso de secado y desmolde, además contribuye a la fortaleza y durabilidad ya que es resistente a la exposición al clima.

Los minerales de la arcilla como la caolinita, illita, esmerita y clorita son esenciales para la manufactura del ladrillo porque proporciona: 1. Plasticidad necesaria para moldear el ladrillo; 2. La habilidad para mantener la forma del ladrillo durante el proceso de secado; 3. Calidad de fusible para formar un vidrio, es decir, la vitrificación a temperaturas de fuego relativamente baja.

Los minerales de hierro son otros componentes que proporcionan la mayor parte del color del ladrillo.

Y los minerales del calcio también están presentes y no son muy recomendados en grandes cantidades debido a que retrasa el proceso de cocido.

La unidad de albañilería puede ser sólida, hueca o tubular. Para ser considerados sólidos el área sin huecos debe ser mayor al 75 por ciento del área bruta geométrica. La resistencia mínima en compresión de las unidades debe ser, al menos, 50 kilogramos por centímetro cuadrado.

Figura 13. **Ejemplo de ladrillo**



Fuente: Guía para la construcción con albañilería, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú marzo 2005.p 2.

5.2.2.5. Agregados

El tamaño máximo nominal del agregado se limita a (i) un quinto de la menor dimensión lineal entre los lados de los encofrados, (ii) un tercio del espesor de una losa, y (iii) tres cuartos de la separación libre mínima entre las barras de armadura o entre los tendones o vainas de pretensado. Estos límites impuestos al tamaño máximo nominal del agregado se pueden obviar si la trabajabilidad y los métodos de compactación del hormigón permiten colocar el

hormigón sin que se formen vacíos. El ingeniero deberá decidir si puede obviar o no estas limitaciones.

- Clasificación por procedencia

- Agregados naturales

Gravas y arena, proceden de depósitos de ríos, lagos aluviones, eólicos marinos y glaciálicos. Los depósitos generalmente son variables en cuanto a graduación y contienen exceso de unos materiales y deficiencias de otros.

A fin de obtener un agregado de calidad uniforme, debe usualmente lavarse, tamizarse, triturarse, separarse en fracciones de tamaños y mezclarse el material. Los depósitos de lechos de ríos son los mejores balanceados pero están contaminados, con capas de arcilla o calcáreas.

- Agregados artificiales

Producidos por trituración de canteras. Se produce pedrín y arena. La calidad del agregado artificial depende de la composición de la roca, su estructura, grado de fracturación, clivaje y dureza.

- Efecto del agregado sobre las propiedades de las mezclas:

- ✓ Peso específico y absorción
 - ✓ Peso unitario volumétrico
 - ✓ Graduación y tamaño máximo
 - ✓ Forma y textura
 - ✓ Cambios volumétricos

- ✓ Resistencia mecánica
- ✓ Dureza y desgaste
- ✓ Propiedades químicas
- ✓ Oxidación, hidratación y carbonatación
- ✓ Reactividad con el cemento y otras sustancias
- ✓ Estabilidad volumétrica a la acción de los sulfatos
- ✓ Presencia de sustancias perjudiciales
- ✓ Material friable, suave y liviano

5.2.2.5.1. Agregado fino

Esta será usada en la mezcla con el cemento, la piedra y el agua. Su misión es reducir los vacíos entre las piedras, vacíos que de otra manera serían llenados con un material cementante. La arena no debe contener tierra orgánica, mica, sales, agentes orgánicos, componentes de hierro, ni tener apariencia oscura. No debe mojarse la arena antes de usarse.

El análisis del tamaño del grano es un procedimiento de examen de gran importancia, debido a la influencia que tiene en las mezclas, ya que con ella se determina la fuerza del concreto.

- Distribución de tamaños de grano en los agregados finos.

Esto depende del uso que se le da a la arena, ya sea concreto, asfalto o mortero. Para concreto debe pasar el tamiz No. 30 clasificándolos en grueso y medianos. (Grueso pasa \pm 15-54 % y Mediano pasa \pm 25-80 %).

Para morteros de interiores y/o exteriores la arena debe estar en el rango de tamices No. 100 al No. 30.

Figura 14. **Ejemplo de banco de arena de río**



Fuente: Guía para la construcción con albañilería, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú marzo 2005. p 1.

5.2.2.5.2. Agregado grueso

Se considera agregado grueso a las partículas que queda retenida en el tamiz no. 4 de más de 5 milímetros de tamaño.

La piedra debe ser partida y angulosa. Debe ser dura y compacta. Las piedras que se parten fácilmente no son buenas. Además de tener una granulometría variada.

Las propiedades se pueden resumir bajo las categorías de: fuerza, absorción de agua, degradación del material, textura superficial, consistencia laminosa y clasificación del agregado.

- **Fuerza**

Es la habilidad para resistir compresión, cortante o tensión. En este caso se le da más importancia a la fuerza a compresión que puede disminuir por efectos del desgaste climático.

- Absorción de agua

Esta característica produce un encogimiento en el concreto, pudiendo agrietarse debido a la falta de solidez.

- Degradación del material

Ocurre debido al sedimento compresivo de los granos en puntos de contacto y la acción abrasiva en ellos.

- Textura superficial (porosidad agregado)

Esto afecta la durabilidad, fortaleza y resistencia a la abrasión. La baja porosidad mejora la calidad del material.

- Consistencia laminosa

Es una medida de la forma de las partículas del agregado la cuantificación de este fenómeno se hace midiendo las tres dimensiones de por lo menos a 200 pedazos (largo y 2 ancho en sentido diferente), y se mide con el Índice de consistencia laminosa que es el porcentaje de peso de fragmento de los cuales su dimensión menor es menos de 0,6 veces la dimensión media, y el índice de alargamiento que es el porcentaje del peso de los fragmentos de los cuales su dimensión de largo es mayor en 1,8 la dimensión media.

- La distribución del agregado grueso

Se encuentra como de $\frac{1}{2}$ pulgada, $\frac{3}{4}$ de pulgada o $\frac{1}{4}$ de pulgada, y cada grado incluye partículas de tamaño pequeño o grande.

Figura 15. **Ejemplo de banco de pedrín**



Fuente: Guía para la construcción con albañilería, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú marzo 2005. p 1.

5.2.2.6. Aglomerantes

Son materiales para unir o enlazar los materiales pétreos naturales o artificiales de mampostería o albañilería, recubrirlos con revoques o enlucidos (acabados) y formar pasta plástica llamadas morteros y concretos que permiten ser extendidas y moldeadas convenientemente adquiriendo después de endurecidas el estado sólido.

5.2.2.6.1. Clasificación

Los aglomerantes en la construcción, se pueden clasificar según su forma de fraguar, es importante conocer esta característica debido a que así se pueden prevenir problemas por un fraguado lento o rápido dependiendo para lo que se utilice el aglomerante, así debido al tipo de fraguado los aglomerantes se dividen en:

- Aéreos

Endurecen al aire dando morteros no resistentes al agua. Cal, magnesio, yeso.

- Hidráulicos

Endurecen tanto en el aire como en el agua. Cales hidráulicas y los cementos se incluyen las puzolanas que solas no endurecen o fraguan; mezcladas con cal o cemento si dan productos hidráulicos.

- Hidrocarbonadas

Productos derivados de hidrocarburos más o menos líquidos y viscosos que endurecen por enfriamiento o evaporación de sus disolventes, alquitranes, betunes, asfaltos.

- Sintéticos

Son los que se componen a base de resinas naturales o artificiales.

5.2.2.6.2. Cemento

El cemento es vendido en bolsas de 42,5 kilogramos. Estas deben ser protegidas de la humedad para que no se endurezcan antes de su uso. El lugar de almacenaje para el cemento deberá estar aislado de la humedad del suelo usando mantos de plástico o creando una superficie flotante con cartones y/o tablas de madera.

Figura 16. **Ejemplo de almacenamiento de sacos de cemento**



Fuente: Guía para la construcción con albañilería, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú marzo 2005. p 1.

El cemento utilizado en obra debe corresponder con aquél que se utilizó para determinar la dosificación del hormigón y su resistencia y demás propiedades. Esto simplemente puede significar el uso del mismo tipo de cemento, o bien puede significar el uso de un cemento de la misma procedencia.

- **Cemento Portland**

Es un aglomerante plástico hidráulico fabricado con cantidades adecuadas de cal (CaO), sílice soluble (SiO_2), alumina (Al_2O_3) y óxido férrico (Fe_2O_3) obtenidos por trituración enérgica y mezcla íntima de los materiales, su cocción en horno hasta la concreción (vitrificación) y su molienda hasta reducirlos en polvo.

- **Clasificación de los cementos**

- Rápidos 30-35 por ciento arcilla cemento romano
- Lentos 20-25 por ciento arcilla portland natural artificial

- De escorias de altos hornos: de escorias (35 por ciento escorias y cal hidráulica e hidratada en polvo el resto). De altos hornos (70-85 por ciento escorias y 15-30 por ciento cemento portland). Portland con escorias (30 por ciento escorias)
 - Puzolánico, puzolanas y cal grasa o cal hidratada
 - Aluminoso (bauxita y caliza)
 - Expansivos con aditivos expansivos
 - Especiales blancos y coloreados
- Cemento puzolánicos

Es mezcla de puzolanas y cal hidratada y el llamado portland puzolánico mezcla de puzolanas con cemento portland.

- Cemento de albañilería

Mezcla de cemento portland con plastificante en polvo (escorias, puzolanas, polvo de piedra); con cal hidratada, cemento natural, cal hidráulica, escorias y aditivos (inclosores de aire, repelentes de agua).

- Tipos de cemento
 - Uso general
 - Moderada resistente a sulfatos y moderado calor
 - Alta resistencia inicial
 - Bajo calor de hidratación
 - Alta resistencia a sulfatos
 - Bajo contenido de álcalis

5.2.2.6.3. Cal

Producto de la descomposición de rocas calizas (CaCO_3) calentada a temperatura superior a 900 grados Celsius y su uso es como aglomerante en la construcción, ya sea para pegado de mamposte o para recubrimientos de muros como acabado final.

- Clasificación de las cales

Las calizas naturales no son puras y están mezcladas con arcilla, magnesia, hierro, azufre, álcalis y materias orgánicas que de no volatilizarse al cocer la cal, pueden afectar las propiedades de la misma.

- Cal aérea

Cal grasa hasta 10 por ciento de impurezas (no más 5 por ciento arcilla) más de 75 por ciento de CaCO_3 la altamente cálcica (más de 90 por ciento CaCO_3). Permanece plástica en sitios húmedos fuera del contacto del aire.

- Cal árida o magra (hasta 50 por ciento magnesia)

Hidratan a menor temperatura que las grasas y forman pasta poco trabada que se reduce periódicamente a polvo y se disuelve en agua. Las que tiene magnesia en cantidades no menores de 10 por ciento, se llaman dolomíticas o magnesianas. Una cal altamente magnésica contiene más de 25 por ciento de óxido de magnesio.

- Cal fuerte (10-20 por ciento impurezas y 5 por ciento arcillas)

Hidráulica, su rendimiento es menor que el de la cal grasa y no es recomendable donde habrá grandes esfuerzos o en lugares húmedos.

- Cal hidráulica débilmente (fragua de 15-30 días).
 - ✓ Medianamente (fragua de 10-15 días)
 - ✓ Propiamente (fragua de 5-9 días)
 - ✓ Muy hidráulica (fragua de 2-4 días)

- Preparación de cal en obra

- Blanqueado

Tamizar la cal por el cedazo n^o. 10, almacenar pasta por 2 a 5 días.

- Cernidos

Tamizar por tamiz 1/16 de pulgada (n^o. 8) y añadir arena en partes iguales por volumen mezclar y guardar 2-5 días.

- Repellos o cernidos

Mezclar cal con arena requerida y almacenar 2-5 días.

La cal hidratada en polvo no requiere más de 1 ó 2 días de almacenaje.

5.2.2.7. Acero

Para los elementos de confinamiento de concreto deberá utilizarse barras de acero corrugado de 6 metros de longitud y diámetros de 3/8 de pulgada, 1/2 de pulgada y otros.

Para los estribos de corte pueden usarse barras lisas de $\frac{1}{4}$ de pulgada de diámetro. Para ajustar y unir las barras se recomienda el uso de alambre n^o. 16.

Durante su almacenaje se recomienda cubrir las barras con láminas de plástico para prevenir la oxidación.

Figura 17. **Ejemplo de varillas de acero**



Fuente: Guía para la construcción con albañilería, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú marzo 2005. p 2.

El refuerzo utilizado en la construcción de mampostería reforzada de concreto es el mismo que en la construcción de concreto reforzado, con excepción del refuerzo de junta. Las barras corrugadas con las costillas salientes son necesarias en toda construcción, excepto cuando las relaciones en espiral se utilizan en las columnas. Estas barras pueden ser usadas normalmente en vez de las barras corrugadas.

En general, tres grados de refuerzo se utilizan: grado 40, grado 60 y grado 75.

Tabla XI. **Propiedades requeridas de barras de refuerzo**

Grado	Resistencia mínima a la fluencia	Deformación por Fluencia	Resistencia mínima a la Tracción
40	40 ksi	0,0035	70 ksi
60	60 ksi	0,0035	90 ksi
75	75 ksi	0,0035	100ksi

Fuente: Norma ASTM A 615.

La ASTM A 615 garantiza ciertas propiedades de las barras cuando sea estirada más allá de su límite de elasticidad. Esta es una característica deseable que impide que existan fallas frágiles en la barra, lo que podría provocar un fallo repentino de una estructura.

Tabla XII. **Diámetros de barra según nomenclatura de venta en el mercado**

Pulgada-libra		Métrico	
No.	Diámetro (in.)	No.	Diámetro (mm)
3	0,375	10	9,5
4	0,500	13	12,7
5	0,625	16	15,9
6	0,750	19	19,1
7	0,875	22	22,2
8	1,000	25	25,4
9	1,128	29	28,7
10	1,270	32	32,3
11	1,410	36	35,8
14	1,693	43	43,0
18	2,257	57	57,3

Fuente: Norma ASTM A 615.

Tabla XIII. **Grado y tensión mínima de fluencia para cada norma ASTM referente a resistencia a tensión del acero**

Especificación ASTM	Grado/ Tensión mínima de fluencia	
	Pulgada-libra (psi)	Métrico (MPa)
A 615 y A 615M	40/40 000	300/300
	60/60 000	420/420
	75/75 000	520/520
A 616 y A 616M	50/50 000	350/350
	60/60 000	420/420
A 617 y A 617M	40/40 000	300/300
	60/60 000	420/420
A 706 / A 706M	60/60 000	520/520

Fuente: Norma ASTM A 615.

5.2.2.7.1. Mallas de alambre soldadas

Algunos han cuestionado la práctica de utilizar mallas de alambre soldadas como armadura estructural de los elementos de hormigón armado, particularmente cuando se especifica a modo de alternativa al uso de barras de armadura tradicionales. Un caso habitual se presenta durante la etapa constructiva, cuando se ordena reemplazar las barras inicialmente especificadas en los planos de obra por mallas de alambre soldadas.

Es probable que estos cuestionamientos hayan surgido debido a la terminología que la industria utiliza para las mallas de alambre soldadas utilizadas como armadura no estructural, es decir para limitar los anchos de fisura en las losas construidas a nivel del plano de fundación. Este tipo de

mallas de alambre soldadas habitualmente se conocen como mallas no estructurales.

Los tamaños de los alambres usados para fabricar mallas soldadas varían entre W1,4 y W4. El alambre liso se designa con la letra W seguida de un número que indica el área de su sección transversal expresada en centésimas de una pulgada cuadrada.

Los tipos de mallas utilizadas para limitar el ancho de las fisuras en las losas a nivel del plano de fundación en edificios residenciales e industriales livianos son 6 x 6 W1,4 x W1,4, 6 x 6 W2 x W2, 6 x 6 W2,9 x W2,9, y 6 x 6 W4 x W4. Estas mallas de alambre soldadas pesan 0,21 libras; 0,30 libras; 0,42 libras y 0,55 libras por pie cuadrado, respectivamente, y por lo general se fabrican en rollos.

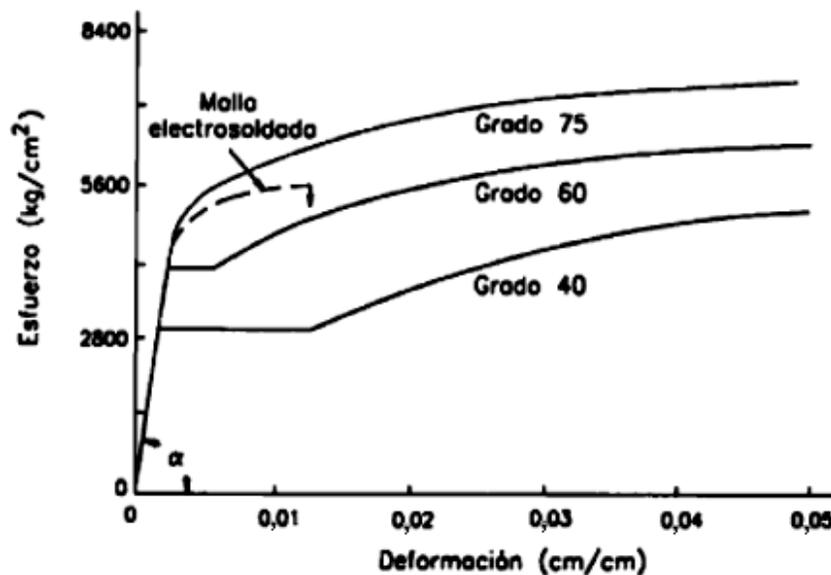
Habitualmente estas mallas no estructurales fabricadas con alambres de menor diámetro no se utilizan como una alternativa a las barras convencionales. La malla de alambre soldada que se utiliza como armadura estructural típicamente, se fabrica de alambres de tamaño mayor que los W4, y se conoce como malla estructural.

Es posible que por motivos económicos sea necesario reemplazar las barras de armadura por mallas de alambre soldadas. Cualquiera sea la razón que origina el reemplazo, ambos tipos de armadura (mallas de alambre soldadas o barras) son igualmente reconocidos y permitidos por el código para su uso estructural. La definición de armadura conformada del código abarca tanto las mallas soldadas de alambres conformados como las de alambres lisos.

Las mallas soldadas de alambres conformados utilizan tanto la deformación de los alambres como las intersecciones soldadas para la adherencia y el anclaje. (Los alambres conformados se designan con la letra D seguida de un número que indica el área de su sección transversal expresada en centésimas de una pulgada cuadrada).

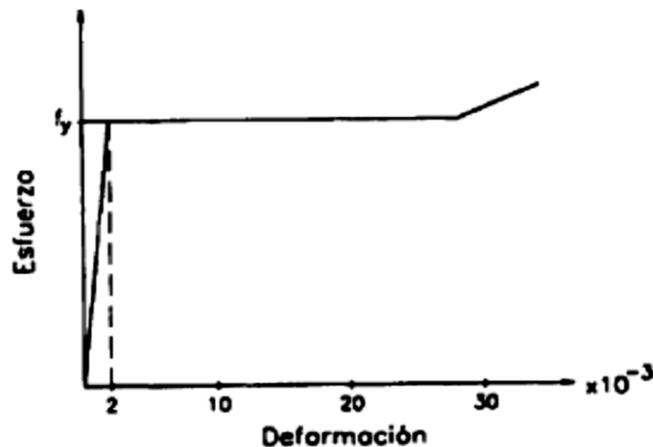
Las mallas soldadas de alambres lisos se adhieren al hormigón por medio de un anclaje mecánico en los puntos donde se intersecan los alambres. Esta diferencia en la adherencia y el anclaje de las mallas de alambres lisos y las mallas de alambres conformados, se refleja en los requisitos sobre longitud de anclaje de los empalmes por yuxtaposición.

Figura 18. **Muestra las gráficas de la deformación de los diferentes aceros de venta en el mercado, respecto a una magnitud de esfuerzo actuante en ellos**



Fuente: Código ACI 318-08.

Figura 19. **Idealización de la curva esfuerzo deformación del acero asumido por el ACI**



Fuente: Código ACI 318-08.

El código del ACI asume, para el diseño, que el acero tiene un comportamiento elastoplástico (ACI 318-08:10.2.2 al 10.2.4) para pequeñas deformaciones, como se aprecia en la figura anterior.

El acero es un material que a diferencia del concreto tiene un comportamiento muy similar a tracción y a compresión.

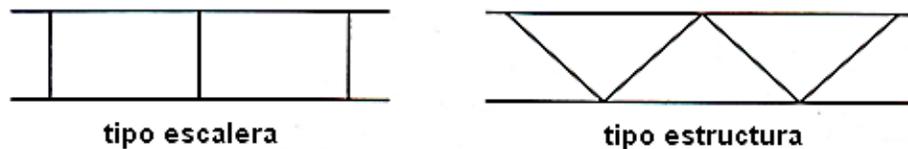
5.2.2.7.2. Refuerzo de juntas

El refuerzo en las juntas horizontales de mortero, es colocado en construcciones de mampostería para ofrecer resistencia al corte y a veces para controlar la expansión-contracción de muros de mampostería. El refuerzo de juntas necesita ajustarse a la Norma ASTM A 951. Debido a que el espesor del conjunto típico es 3/8 pulgadas, el refuerzo en conjunto es mucho menor en diámetro que lo normal barras corrugadas.

Dicho refuerzo es fabricado de alambre en frío para elaborar acero. El refuerzo puede ser liso o corrugado. Las barras lisas deben ajustarse a ASTM A 82. Los cables deformados deben ajustarse a ASTM A 496.

En general, el refuerzo conjunto está integrado por alambres longitudinales soldados a cruzar los cables. Cualquiera de los tipos de armadura de refuerzo o de los tipos de escalera está disponible. Estos se muestran en las siguientes figuras. Para evitar interferencias con el refuerzo vertical, el refuerzo del tipo de escalera horizontal es deseable.

Figura 20. **Ejemplo de refuerzos de juntas**



Fuente: Notas mampostéricas de una Sabandija. Figura 1-2. Pág. 15.

Tabla XIV. **Propiedades mecánicas del cable de refuerzo**

Resistencia corte de soldadura	Resistencia mínima a la tracción	Limite elástico mínimo	Resistencia mínima en la zona de ruptura	Tamaño mínimo de cable
25000 veces el área del largo de cable	80 ksi	70 ksi	30%	11 Ga./ UGE

Fuente: Notas mampostéricas de una Sabandija. Tabla 1.7. p. 15.

5.2.2.7.3. Protección contra la corrosión

Debido a las condiciones atmosféricas, la protección contra la corrosión del refuerzo puede ser necesaria en determinadas zonas geográficas. Para el refuerzo conjunto, ya sea de fábrica galvanizado o método de galvanización en caliente puede ser utilizado. En el molino por el método de galvanizado, los cables son pre-cubiertos antes de la fabricación. El recubrimiento mínimo según ASTM A 641 es de 0,1 onzas de zinc por pie cuadrado de superficie.

Si se utiliza el método de galvanizado por inmersión en caliente, el requisito mínimo de recubrimiento por ASTM A 153, Clase B es de 1,50 onzas de zinc por pie cuadrado. Este recubrimiento se aplica después de la fabricación. Para barras de refuerzo, los requisitos de recubrimiento de zinc tienen que cumplir con ASTM A 767. Barras de refuerzo también puede ser revestido de epoxy y tienen que cumplir con ASTM A 755. Las propiedades físicas de barras de refuerzo y refuerzo de alambre se dan en los cuadros siguientes.

Tabla XV. **Propiedades de las barras de acero de refuerzo**

Tamaño de barras	Diámetro de barras (plg)	Área de barras (plg ²)	Peso (lb/ft)	Diámetro exterior aprox.
3	0,375	0,11	0,376	0,435
4	0,500	0,20	0,670	0,560
5	0,625	0,31	1,040	0,690
6	0,750	0,44	1,500	0,875
7	0,875	0,60	2,040	1,000
8	1,000	0,79	2,670	1,125
9	1,125	1,00	3,400	1,250
10	1,270	1,27	4,300	1,640
11	1,410	1,56	5,310	1,780

Fuente: Notas mampostéricas de una Sabandija. Tabla 1.8. p. 16.

Tabla XVI. **Propiedades del alambre de refuerzo**

Calibre (plg)	Diámetro (plg)	Área sección transversal (plg ²)	Peso (lb/ft)
14	0,08	0,005	0,017
13	0,092	0,007	0,022
12	0,106	0,009	0,03
11	0,12	0,011	0,039
10	0,135	0,014	0,049
9	0,148	0,017	0,059
8	0,162	0,021	0,07
7	0,177	0,025	0,084
(3/16) in	0,188	0,028	0,094
(1/4) in	0,25	0,049	0,165

Fuente: Notas mampostéricas de una Sabandija. Tabla 1.9, p. 16.

5.2.2.8. Madera

La madera a ser utilizada como encofrado debe estar seca. Se debe proteger del agua, de lo contrario ésta se queda húmeda, se hincha y se ablanda. Se acostumbra aplicar petróleo o kerosene antes de ser utilizada como encofrado.

- Características físicas
 - Humedad
 - Cambios de volumen
 - Peso específico
 - Dilatación
 - Conductividad térmica
 - Conductividad eléctrica
 - Durabilidad

Tabla XVII. **Valores típicos de humedad aceptable en maderas de construcción**

	Grado de humedad
En local cerrado	17%
Cubiertas abrigadas, pero espaciosas	17-20%
No cubiertas ni abrigadas (pilotes, andamios)	20-25%
En medio húmedo	25-30%
En contacto con el agua	50%

Fuente: elaboración propia.

El uso de maderas demasiado secas con el 10 por ciento de humedad, puede causar hinchamiento. El uso de maderas con el 10 por ciento de humedad dificulta el encolado. El decrecimiento de la humedad es acompañado de un incremento en resistencia.

Figura 21. **Ejemplo de tablas de madera**



Fuente: Guía para la construcción con albañilería, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú marzo 2005. p. 2.

5.2.3. Mezclas

Son las combinaciones de materiales pétreos, aglomerantes y agua, de forma homogénea para formar un material con características especiales para las diferentes actividades en la construcción con mampostería.

5.2.3.1. Mortero

El mortero es una mezcla de material cementante, agregados y agua. Todos los morteros están obligados a cumplir con la norma ASTM C270. La cal hidratada se suele añadir al mortero para aumentar la trabajabilidad, capacidad de retención de agua y la elasticidad. Sin embargo, la adición de cal hidratada también disminuye la resistencia a la compresión.

En el tamizado de la arena, el porcentaje de 5 a 10 por ciento de finos (que pasan el tamiz 200) contribuyen en el mortero a la plasticidad y trabajabilidad. En construcción de mampostería, están disponibles cuatro tipos de mortero: los tipos M, S, N y O. Cada uno tiene diferentes propiedades y proporciones de los componentes individuales.

5.2.3.1.1. Tipos

Los tipos de morteros se clasifican según la proporción y el tipo de aglomerante que se utilice para su elaboración, a continuación se describen 3 tipos de mortero siendo: con cal, con cemento, y de albañilería o mampostería.

Tabla XVIII. **Porcentaje de arena en morteros ASTM C144 sección 4.1**

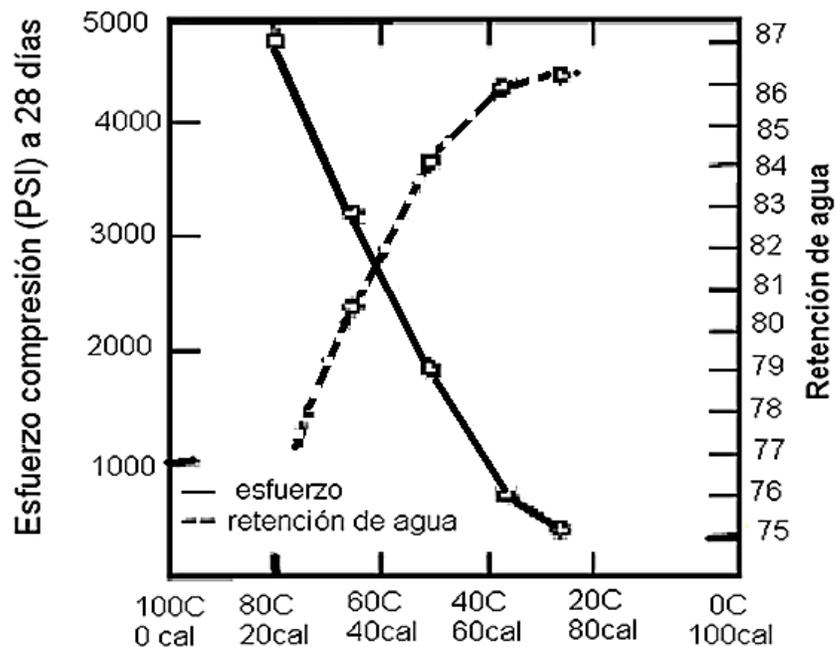
Tamiz No.	Porcentaje que pasa de arena natural	Porcentaje que pasa de arena procesada
4	100	100
8	De 95 a 100	De 95 a 100
16	De 70 a 100	De 70 a 100
30	De 40 a 75	De 40 a 75
50	De 10 a 35	De 20 a 40
100	De 2 a 15	De 10 a 25
200	De 0 a 5	De 0 a 10

Fuente: elaboración propia.

- Mortero con cal

Esta combinación de cemento portland y cal ofrece las mejores propiedades de los dos materiales, deseables en la construcción de mampostería. Considerando que el cemento contribuye a la alta resistencia a la compresión, los resultados de mortero de cemento-arena en la baja retención de agua puede estar sujeto a la fisuración. La adición de cal reduce la fuerza de compresión, pero aumenta remanencia de agua y reduce así el agrietamiento. Las proporciones de varias combinaciones de cemento y cal se muestran en la tabla siguiente.

Figura 22. **Gráfica que muestra la relación entre varias proporciones de cemento y cal contra esfuerzos y retención de agua**



Fuente: Notas mampostéricas de una Sabandija. p. 6.

- Mortero con cemento

El mortero de cemento es cemento hidráulico con contenido de aire para mejorar las propiedades de resistencia a la flexión de uniones. Debido a que es un cemento hidráulico, no se agrega cal para hacer el mortero. Las proporciones de los ingredientes para este tipo de mortero se muestran en la tabla siguiente.

- Mortero de cemento de mampostería

El mortero de albañilería es un producto patentado y contiene una mezcla de cemento portland, piedra caliza y otros materiales. También cuenta con occlusión (eliminadores) de aire y aditivos que repelen el agua. Debido a que la piedra caliza es un componente de la mezcla de cemento de albañilería, no se requiere la adición de cal.

Tabla XIX. Dosificación de morteros

TABLA 2103.7(1)
DOSIFICACIÓN DE MORTERO

MORTERO	TIPO	DOSIFICACIÓN POR VOLUMEN (materiales cementantes)							CAL HIDRATADA ^a O MÁSTIQUE DE CAL	AGREGADO MEDIDO EN ESTADO SUELTO Y HÚMEDO
		Cemento Portland ^b o cemento mezclado ^b	Cemento de mampostería ^c			Cemento de mortero ^d				
			M	S	N	M	S	N		
Cemento-cal	M	1	—	—	—	—	—	—	1/4	No menos de 2 1/4 y no más de 3 veces la suma de los volúmenes separados de materiales cementantes
	S	1	—	—	—	—	—	—	más de 1/4 a 1/2	
	N	1	—	—	—	—	—	—	más de 1/2 a 1 1/4	
	O	1	—	—	—	—	—	—	más de 1 1/4 a 2 1/2	
Cemento de mortero	M	1	—	—	—	—	—	1	—	
	M	—	—	—	—	1	—	—	—	
	S	1/2	—	—	—	—	—	1	—	
	S	—	—	—	—	—	1	—	—	
	N	—	—	—	—	—	—	1	—	
O	—	—	—	—	—	—	—	1	—	
Cemento de mampostería	M	1	—	—	1	—	—	—	—	
	M	—	1	—	—	—	—	—	—	
	S	1/2	—	—	1	—	—	—	—	
	S	—	—	1	—	—	—	—	—	
	N	—	—	—	1	—	—	—	—	
O	—	—	—	—	1	—	—	—	—	

- a. Cemento Portland conforme a los requisitos de ASTM C 150.
 b. Cemento mezclado conforme a los requisitos de ASTM C 595.
 c. Cemento de mampostería conforme a los requisitos de ASTM C 91.
 d. Cemento de mortero conforme a los requisitos de ASTM C 1329.
 e. Cal hidratada conforme a los requisitos de ASTM C 207.

Fuente: IBC 2003. Tabla 2103.7 (1).

El mortero no usado debe ser desechado dentro de las 2 ½ horas después del mezclado inicial, excepto por el mortero para mampostería de unidades de vidrio, que debe desecharse 1 ½ hora después del mezclado inicial.

Tabla XX. **Propiedades de los morteros**

PROPIEDADES DEL MORTERO ^a				
MORTERO	TIPO	RESISTENCIA PROMEDIO DE COMPRESIÓN ^b A LOS 28 DÍAS mínimo (psi)	RETENCIÓN DE AGUA mínimo (%)	CONTENIDO DE AIRE máximo (%)
CEMENTO-CAL	M	2,500	75	12
	S	1,800	75	12
	N	750	75	14 ^c
	O	350	75	14 ^c
CEMENTO DE MORTERO	M	2,500	75	12
	S	1,800	75	12
	N	750	75	14 ^c
	O	350	75	14 ^c
CEMENTO DE MAMPOSTERÍA	M	2,500	75	18
	S	1,800	75	18
	N	750	75	20 ^d
	O	350	75	20 ^d

Fuente: IBC 2003. Tabla 2103.7 (2).

Según las Normas AGIES, los morteros son clasificados según su capacidad compresiva y de adherencia; y los clasifica en tres tipos: I, II o III; su resistencia a compresión y dosificación.

Tabla XXI. **Resistencia a compresión del mortero**

TIPO DE MORTERO	PROPORCIÓN VOLUMÉTRICA			RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (Kg/cm ²)
	CEMENTO	CAL	ARENA	
I	1,00	-	No menos de 2,25 y no más de 3 veces	175
II	1,00	De 0,25 a 0,50	la suma de los volúmenes de	125
III	1,00	De 0,50 a 1,25	cemento y cal usados	50

Fuente: AGIES NR-9-2000.

5.2.3.1.2. Propiedades del mortero

En general, la resistencia a la compresión del mortero a los 28 días para los tipos de M a O es a partir de altos rangos y de bajo tipo de vaivén, la fuerza de adherencia a la flexión es el más alto para el tipo M y se hace cada vez más bajos para los tipos S y N. Sin embargo, la viabilidad de tipos S y N es mejor que la de tipo M.

La selección de mortero no debe basarse exclusivamente en la resistencia a la compresión. Los tipos de morteros S pueden ofrecer resistencia a la compresión comparable a la de tipo de mortero M con la ventaja añadida de una mejor manejabilidad. Morteros de alta contracción aumentan la fuerza en las uniones entre las unidades y también puede dar lugar a una contracción mayor de mortero que se debe al alto contenido de cemento.

Los morteros también se especifican sobre la base de sus propiedades deseadas y no por las proporciones. En general, la resistencia necesaria a la compresión a los 28 días también requiere la retención de agua y el contenido de aire. Estas especificaciones se aplican a muestras de laboratorio. Los requisitos mínimos para los diferentes tipos de mortero se dan en la tabla.

Tabla XXII. **Especificaciones de mortero reforzado de albañilería**

Tipos de morteros	Compresión a 28 días	Retención mínima de agua	Contenido Max. aire
M	2 500 psi	75%	12' %
S	1 800 psi	75%	12' %
N	750 psi	75%	12' %
O	350 psi	75%	12' %

Fuente: Notas mampostéricas de una Sabandija. Tabla 1.4. p. 9.

5.2.3.2. Grout

La lechada, es un componente importante de la construcción de mampostería cuando el refuerzo vertical es utilizado en núcleos. Añade rigidez a la pared y aumenta su capacidad de flexión. La calidad de la lechada, incluido su fluidez, la resistencia a la compresión de la mampostería y rendimiento general de la mampostería de hormigón reforzado de encaje. Todos los materiales de lechada están obligados a cumplir con la norma ASTM C476.

La lechada es una mezcla de materiales de cemento, áridos y agua. Los materiales cementantes incluyen, cemento de cenizas y escoria. A veces se añaden aditivos a la lechada para mejorar sus propiedades. La lechada puede ser especificada por el volumen de las proporciones de sus ingredientes. Dos tipos de lechada se utilizan: lechada fina y lechada gruesa. Las proporciones para cada tipo de lechada se muestran a continuación.

Cuando la lechada se especifica por su resistencia requerida a la compresión necesaria, ASTM C476 requiere una resistencia a la compresión mínima de 2 000 libras por pulgada cuadrada en 28 días. Para buena fluidez, la lechada también debe tener una revenimiento o asentamiento de 8 pulgadas y 11 pulgadas.

Tabla XXIII. **Proporciones de ingredientes por volumen**

Tipo Lechada	Cemento	Cal	Agregados
Fina	1	0 - 0,10	2,25 a 3 veces la cantidad de materiales cementantes.
Gruesa	1	0 - 0,10	2,25 a 3 veces la cantidad de materiales cementantes para agregados finos. 1-2 veces la cantidad de materiales cementantes para agregados gruesos.

Fuente: Notas mampostéricas de una Sabandija. Tabla 1.5. p. 10.

Las ASTM permiten las cenizas, materiales naturales puzolánico y escoria de alto horno para ser mezclado con cemento para su uso en la lechada, sin embargo, la resistencia a la compresión debe ser de al menos 2 000 libras por pulgada cuadrada en 28 días.

5.2.3.2.1. Condiciones de utilización del *grout*

El uso de mezclas de aire no está permitido, debido a los resultados en uniones entre la lechada y el refuerzo. Del mismo modo, aditivos reductores de agua sólo se permiten con permiso de los profesionales del diseño, ya que podría aumentar la contracción de las unidades de mampostería

La lechada debe colocarse durante 1 hora y media desde la adición de agua a la mezcla seca.

Tabla XXIV. **Características para colocar *grout* en unidades de mampostería**

Tipo de <i>graut</i>	Altura máxima para verter (Pies)	Dimensiones mínimas de las áreas libres totales dentro de espacios y celdas para <i>graut</i>	
		Mampostería múltiple	Mampostería de unidad hueca
Fino	1	3/4"	1 1/2" * 2"
Fino	5	1 1/2"	1 1/2" * 2"
Fino	8	1 1/2"	1 1/2" * 3"
Fino	12	1 1/2"	1 3/4" * 3"
Fino	24	2"	3" * 3"
Gruoso	1	1 1/2"	1 1/2" * 3"
Gruoso	5	2"	2 1/2" * 3"
Gruoso	8	2"	3" * 3"
Gruoso	12	2 1/2"	3" * 3"
Gruoso	24	3"	3" * 4"

Fuente: Notas mampostéricas de una Sabandija. p. 10.

5.2.3.3. Agua

El agua usada para preparar hormigón armado, hormigón en el cual se han empotrar elementos de aluminio y hormigón que se ha de colocar en encofrados perdidos de metal galvanizado no deben contener cantidades perjudiciales de cloruros. El principal problema que se presenta cuando el agua de mezclado tiene un elevado contenido de cloruros es su posible efecto sobre la corrosión de la armadura o los tendones de pretensado.

En general, el agua que contiene menos de 2 000 partes por millón (ppm) de sólidos disueltos totales se considera satisfactoria para la elaboración de hormigón. El agua que contiene más de 2 000 partes por millón de sólidos disueltos se debe someter a ensayos para determinar su efecto sobre la resistencia y el tiempo de fraguado del hormigón que con ella se elabora.

El agua de mar no es adecuada para elaborar hormigones armados con elementos de acero, ya que aumenta el riesgo de corrosión de las armaduras. Esta corrosión se acelera si el elemento está ubicado en un ambiente cálido y húmedo.

Tabla XXV. **Límites sugeridos de sustancias en el agua para hormigón**

1	Sulfatos (SO ₄) máx.	500 mg/l
2	Cloruros (Cl) máx.	100 mg/l
3	Magnesio máx.	2 400 mg/l
4	Iones de bicarbonato máx.	400 mg/l
5	Sólidos en suspensión	700 mg/l
6	Sólidos inorgánicos	600 mg/l
7	Sólidos orgánicos	100 mg/l
8	Turbidez	2 000 mg/l
9	PH debe estar entre	6 y 8,5

Fuente: elaboración propia.

5.3. Cimientos

Su estudio radica en la importancia que tiene como base de transmisión de cargas de la vivienda al suelo, es conocido empíricamente como caite y su correcta elaboración garantiza una vivienda de calidad y segura.

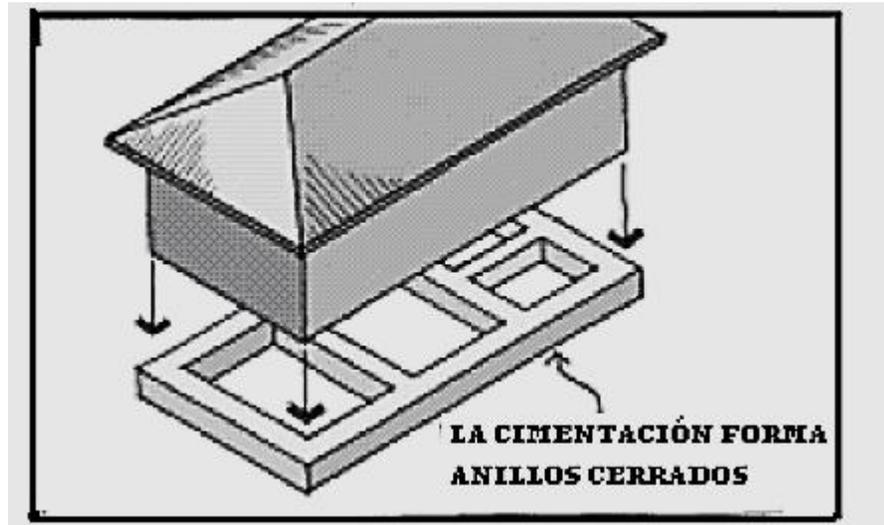
5.3.1. Definición

Subestructura destinada a soportar el peso de la construcción que gravitara sobre ella, la cual transmitirá sobre el terreno las cargas correspondientes de una forma estable y segura. Dicha cimentación debe satisfacer los objetivos de limitar el asentamiento total a una cantidad pequeña aceptable y eliminar el asentamiento diferencial hasta donde sea posible.

5.3.2. Cimiento corrido

Es un tipo de cimiento de hormigón o de hormigón armado, que se desarrolla linealmente a una profundidad y con una anchura que depende del tipo de suelo. Se utiliza primordialmente para transmitir adecuadamente cargas proporcionadas por estructuras de muros portantes. Se usa también para cimentar muros de cerca, muros de contención por gravedad, para cerramientos de elevado peso. Las cimentaciones corridas no son recomendables cuando el suelo es muy blando.

Figura 23. **La configuración del cimiento debe ser continua y no debe interrumpirse**



Fuente: elaboración propia, con programas Autocad 2009 y Paint 2012.

Esfuerzos de terreno (q_s):

- Para esfuerzos de terreno menores a 1 kilogramo por centímetro cuadrado: se estimara un peso propio del cimiento corrido en el orden de 10 por ciento de la descarga.
- Para esfuerzos de terreno mayores a 1 kilogramo por centímetro cuadrado pero menor a 2 kilogramos por centímetro cuadrado: se estimara un peso propio de cimiento corrido en el orden del 8 por ciento de la descarga.

- Para esfuerzos de terreno mayores a 2 kilogramos por centímetro cuadrado: se estimara un peso propio de cimiento corrido en el orden de un 6 por ciento de la descarga.

Es importante que los cimientos sean concéntricos con los muros que soportan, con esto se evita sobrecargar uno de los bordes a resultas de la excentricidad producida. Cuando un muro tenga adosado un pilar o un contrafuerte, el cimiento debe ensancharse al llegar al mismo con un vuelo por lo menos igual al correspondiente del muro.

Concreto ciclópeo, está formado de 40 por ciento de piedra bola y el 60 por ciento de concreto. Este tipo de cimentación es comúnmente utilizado en casas habitación y es la que recibe la carga de la súper-estructura transmitiéndola al terreno.

Recomendaciones: se deberá mojar la piedra para que no absorba la humedad del mortero, de la misma forma debe de humedecerse el fondo de la excavación evitando que se formen charcos.

Cuando la profundidad de la cimentación corrida es más de 1 metro se recomienda utilizar otro tipo de cimentación. El ancho mínimo de esta cimentación suele ser de 50 centímetros, ya que es muy difícil para el trabajador excavar un ancho menor, y se recomienda que a mayor profundidad este sea más ancho.

5.3.2.1. Factores que debe cumplir una buena cimentación

Para lograr una buena cimentación que cumpla con las características necesarias, para poder brindar un soporte adecuado a la vivienda es necesario considerar como norma los cinco factores que se describen a continuación.

- Obtener, cuando menos, información aproximada con respecto a la naturaleza de la superestructura y de las cargas que se van a transmitir a las cimentaciones.
- Determinar las condiciones del subsuelo en forma general.
- Considerar brevemente cada uno de los tipos acostumbrados de cimentación, para juzgar si pueden construirse en las condiciones prevalecientes; si serían capaces, de soportar las cargas necesarias, y si pudieran experimentar asentamientos perjudiciales. En esta etapa preliminar se elimina los tipos evidentemente inadecuados.
- Hacer estudios más detallados y aun anteproyectos de las alternativas más prometedoras. Para hacer estos estudios puede ser necesario tener información adicional con respecto a las cargas y condiciones del subsuelo, y generalmente, deberán extenderse lo suficiente para determinar el tamaño aproximado de los elementos de cimentación. También puede ser necesario hacer estimaciones más definidas de los asentamientos, para predecir el comportamiento de la estructura.

- Preparar una estimación del costo de cada alternativa viable de cimentación, y elegir el tipo que represente la transacción más aceptable entre el funcionamiento y el costo.

5.3.3. Zapatas

Son ensanchamientos de la sección de las columnas o muros con los que se distribuye la carga de estos a un área de contacto mayor con el suelo. Las zapatas pueden ser aisladas (bajo una sola columna), combinada (bajo dos o más columnas), o corridas (bajo un muro).

5.3.4. Diseño y refuerzo

Para el diseño se deben contemplar el valor soporte del suelo de la zona, ya que con él se determina las dimensiones mínimas de nuestro cimiento respecto a una carga actuante, la cual debe ser resistida sin problema.

El peralte t debe cumplir con un mínimo para evitar problemas de poco recubrimientos del refuerzo y posibles fallas por flexión y cortante.

El cortante simple se supone que actúa a una distancia d del muro, y si el cortante actuante V_a es menor al cortante resistente V_r se puede considerar que t es la adecuada para el diseño, si no es así se debe considerar un cambio en aumento en el valor utilizado de t .

La flexión va a actuar únicamente en el eje x o lado ancho ya que el cimiento es continuo en su largo, y para su chequeo debemos determinar que el área de acero requerida $A_{s_{req}}$ debe ser mayor que el área de acero mínima $A_{s_{min}}$ de lo contrario debe utilizarse el refuerzo último mencionado según

código ACI 318. Para determinar el $A_{s_{req}}$ se necesita conocer nuestro momento actuante M_{act} respecto a nuestro muro en el que se consideran un ancho unitario A_{un} , el brazo que genera el momento y la carga de presión que actúa en el suelo q $u = \sum \text{pesos y cargas actuantes} / \text{el área del cimiento } Az$.

Para el lado Y o lado largo del cimiento se debe colocar por requerimiento mínimo un área de acero por temperatura $A_{s_{temp}}$.

El chequeo por corte punzonante no se produce en cimientos corridos para muro ya que no existe un perímetro de punzonamiento por su diferencia entre largo y ancho.

El refuerzo a utilizar debe cubrir el área de acero mayor entre la requerida y la mínima, y para la configuración de acero se debe tomar en consideración las recomendaciones según ACI respecto a recubrimientos, separaciones entre barras, y diámetros mayores o menores según sección de concreto.

5.4. Condiciones generales en la mampostería

En el diseño de mampostería existen varios métodos, criterios y especificaciones que permiten utilizar el mejor según sea el caso constructivo, ayudando así a los diferentes interesados en la construcción.

5.4.1. Métodos de diseño

Los métodos de diseño han sido elaborados en base a un exhaustivo proceso de estudios e investigaciones, y para el diseño de estructuras de

mampostería, se puede realizar, de acuerdo al MSJC, UBC, IBC por uno de los tres métodos siguientes:

5.4.1.1. Esfuerzos permisibles, conocido como esfuerzos de trabajo

Las premisas básicas de este método son las combinaciones de carga viva, muerta, sismo, viento; los componentes y ensamble de muros permitidos por valores límites de esfuerzos permitidos. Los esfuerzos permitidos para cada material están determinados por límites de fluencia o esfuerzos últimos divididos por un factor de seguridad (generalmente de 0,4 a 0,6).

El acero trabaja a tensión y la mampostería a compresión, con factor de seguridad de 2,5. Los factores de seguridad varían con el tipo de esfuerzo a que son solicitados, (flexión, corte, tensión, compresión). Cuando hay acción combinada de carga horizontal (sismo o viento) los esfuerzos se incrementan en 1/3.

5.4.1.2. Por resistencia

Este método se determina por la capacidad nominal de fluencia de los materiales, basado en el conocimiento de las propiedades de dichos materiales, el tipo de acción o esfuerzo a que es solicitado (factor de seguridad de esfuerzo Φ) y sus correspondientes factores de carga.

5.4.1.3. Empírico

Este método está limitado al uso, al cómo y dónde, debido a su falta de comprobación científica y pueden no existir parámetros claros que lo rigen.

Algunos códigos como los siguientes lo menciona, UBC-97 SECCIÓN 2109; e IBC-03 SECCIÓN 2109.

5.4.2. Criterio de diseño

El dimensionamiento y detallado de elementos estructurales se hará de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio establecidos en reglamentos y normas de construcción municipal, o por algún procedimiento optativo que cumpla con los requisitos del ente (en Guatemala) financiero FHA. Adicionalmente, se diseñarán las estructuras por durabilidad.

Las fuerzas y momentos internos producidos por las acciones a que están sujetas las estructuras se determinarán de acuerdo con los criterios y principios de ingeniería.

5.4.2.1. Estado límite de falla

Según el criterio de estado límite de falla, las estructuras y elementos estructurales deben dimensionarse y detallarse de modo que la resistencia de diseño en cualquier sección sea al menos igual al valor de diseño de la fuerza o momento internos.

Las resistencias de diseño deben incluir el correspondiente factor de resistencia. Las fuerzas y momentos internos de diseño se obtienen multiplicando por el correspondiente factor de carga, los valores de dichas fuerzas y momentos internos calculados bajo las acciones especificadas en el método utilizado.

5.4.2.2. Estado límite de servicio

Se comprobará que las respuestas de la estructura (asentamientos, deformación, agrietamiento, vibraciones, y otros) queden limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

5.4.2.3. Diseño por durabilidad

Se diseñarán y detallarán las estructuras por durabilidad para una probabilidad de vida útil de 50 años, siendo este tiempo el máximo a considerar que es el valor con el que se diseñan las estructuras como vida útil, después de este tiempo la construcción debe analizarse para comprobar si es funcional.

5.4.2.4. Factores de resistencia

En este método se reduce la resistencia de las propiedades de los materiales de construcción por medio de un factor de resistencia Φ , para obtener valores conservadores de resistencia de las partes de la vivienda en general.

Se podrá aplicar otros valores en aquellas modalidades constructivas y de refuerzo cuyo comportamiento experimental ha sido evaluado.

Los valores del factor de resistencia serán los siguientes:

Tabla XXVI. **Factores de resistencia**

Tipo de acción	Factor reducción Φ
Flexión	0,90
Carga axial	0,90
Corte	0,80
Volteo	0,60

Fuente: elaboración propia.

5.4.2.5. Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexión

La determinación de resistencias de secciones de cualquier forma sujetas a flexión, carga axial o una combinación de ambas, se efectuará con el criterio de resistencia a flexo-compresión que se especifica para concreto reforzado, y con base en las hipótesis siguientes:

- La mampostería se comporta como un material homogéneo.
- La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.
- Los esfuerzos de tensión son resistidos por el acero de refuerzo únicamente.
- Existe adherencia perfecta entre el acero de refuerzo vertical y el concreto o mortero de relleno que lo rodea.
- La sección falla cuando se alcanza, en la mampostería, la deformación unitaria máxima a compresión que se tomará igual a 0,003.

- A menos que ensayos en prismas permitan obtener una mejor determinación de la curva esfuerzo deformación de la mampostería, ésta se supondrá lineal hasta la falla.

5.4.3. Cargas actuantes (muerta, viva, viento y sismo)

Todas las estructuras deben ser diseñadas para soportar sus propio peso, cualquier fuerza sobre impuesta, que puede ser el peso muerto de otros materiales, carga viva, presión del viento, fuerzas sísmicas y presión de tierra. Estas cargas verticales y horizontales, pueden ser de corta duración como el caso de terremotos o de larga duración como la carga muerta de maquinaria y equipo. El diseño propuesto debe considerar todas las posibles aplicaciones de fuerza y la combinación de ellas sobre la estructura.

5.4.3.1. Dirección de las cargas

El término dirección de la carga, se tomará como un estado simple donde la dirección de carga estructural en un sistema, la carga vertical y horizontal viajan y se distribuyen desde un punto de aplicación a la fundación: cimiento o zapata, para ser transmitido al suelo.

Cada estructura posee sus peculiares condiciones de dirección de cargas, basadas en los sistemas constructivos utilizados y sus materiales. Las estructuras de mampostería utilizan los muros para resistir corte y transferir las cargas verticales y horizontales al cimiento.

El primer paso a seguir por el ingeniero estructural es determinar la dirección de las cargas sobre el tipo de estructura a utilizar, para priorizar el detallado del diseño. Generalmente se usa el factor de vulnerabilidad sísmica,

luego el costo de construcción, lo relacionado con la arquitectura y por último los efectos de la integridad estructural.

5.4.3.2. Análisis de las cargas

Los efectos de las cargas sobre elementos, sistemas estructurales y la conexión de entre ellos, para que la estructura satisfaga: el equilibrio y estabilidad, compatibilidad geométrica y propiedades de material a corto y largo plazo.

Los elementos tienden acumular energía en forma de deformación residual bajo cargas de servicio repetidas; las excentricidades adicionales que se espera que ocurran durante la vida de servicio.

Los factores de importancia para cargas de viento y sismo deben ser determinados de acuerdo a la tabla del IBC, que se muestra a continuación.

Tabla XXVII. **Clasificación de edificaciones y otras estructuras por factores de importancia**

Categoría	Naturaleza de destino	Factor sísmico I_E	Factor de viento I_w
I	Edificaciones y otras estructuras que representan un bajo peligro para la vida humana en caso de falla incluyendo pero no limitado a: <ul style="list-style-type: none"> • Instalaciones agrícolas. • Ciertas instalaciones temporales. • Instalaciones menores de almacenamiento. 	1	0,87 ^b
II	Edificaciones y otras estructuras excepto aquellas listadas en las categorías I; III y IV	1	1
III	Edificaciones y otras estructuras que representan un considerable peligro para la vida humana en caso de falla incluyendo pero no limitado a: <ul style="list-style-type: none"> • Edificaciones y otras estructuras donde se congregan más de 300 personas en un área. • Edificaciones y otras estructuras, escuelas primarias, escuelas secundarias, instalaciones de cuidado diario, con un número de ocupantes mayor a 250. • Edificaciones y otras estructuras con 	1,25	1,15

Continuación de la tabla XXVII.

	<p>número de ocupantes mayor que 500, para colegios o instalaciones de educación para adultos.</p> <ul style="list-style-type: none"> • Instalaciones para el cuidado de la salud con un número de 50 o más pacientes residentes, pero que no tienen instalaciones de tratamiento de cirugía o emergencia. • Cárceles o instalaciones de detención. • Todo otro destino con un número de ocupantes mayor de 5 000. • Centrales de generación de potencia, instalaciones de tratamiento de agua potable, instalaciones de tratamiento de aguas residuales y otras instalaciones de servicios públicos no incluidas en categoría IV. • Edificaciones y otras estructuras no incluidas en la Categoría IV que contenga cantidades suficientes de sustancias tóxicas o explosivas que son peligrosas para el público si son liberadas. 		
	<p>Edificaciones y otras estructuras diseñadas como instalaciones esenciales incluyendo pero no limitado a:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Hospitales y otras instalaciones para el cuidado de la salud que tienen instalaciones para el tratamiento de cirugías y emergencias. • Estaciones de bomberos, rescate y policía, garajes para vehículos de emergencia. • Refugios designados para terremotos, huracanes u otra emergencia. 		

Continuación de la tabla XXVII.

IV	<ul style="list-style-type: none"> • Centros designados para la prevención de emergencias, comunicación y operaciones, otras instalaciones para responder en caso de emergencia. • Centrales de generación de potencia y otras instalaciones de servicios públicos requeridas como instalaciones alternativas de emergencia, estructuras de categoría IV. • Estructuras que contengan materiales altamente tóxicos definidas en la sección 307 donde la cantidad de material excede las máximas permitidas, tabla 307.7(2). • Torres de control de aviación, centros de control de tráfico aéreo y hangares de aviones de emergencia. • Edificaciones y otras estructuras que tienen funciones críticas de defensa nacional. • Instalaciones de tratamiento de agua requeridas para mantener la presión de agua para suprimir incendios. 	1,5	1,15
----	--	-----	------

Fuente: código IBC, tabla 1604.5.

- Para el propósito de la sección 1616.2 categorías I y II son consideradas grupo de uso sísmico I, categoría III es considerada grupo de uso sísmico II y categoría IV es equivalente a grupo de uso sísmico III.
- En regiones propensas a huracanes con $V > 100$ millas por hora I_w debe ser 0,77

5.4.3.3. Análisis de cargas verticales

Las cargas verticales son generadas por transmisión de cargas de otros elementos de la estructura, o por fuerzas ajenas o internas que actúen directamente en la misma.

5.4.3.3.1. Cargas muertas

Son fuerzas estacionarias las cuales incluyen el peso propio de la estructura y el peso de equipo y maquinaria permanente. El peso real de los materiales y de construcción puede ser usado también. Se incluye el peso de equipo de servicio que se encuentra empotrado, como bombas en línea y de pico, lo relacionado con equipo eléctrico, ventilación y aire acondicionado, sistema contra incendios.

Debido a que los pesos reales (de la estructura y sus componentes) no están determinados explícitamente, la carga muerta usualmente se obtiene de cálculos de pesos específicos de los elementos estructurales y no estructurales, del equipo y maquinaria dada por el fabricante.

Los elementos no estructurales pueden ser: tabiques, baldosas, cielo falso y en sí, todo aquello que pueda estar anclado o sujetado en la estructura, pero que no sean elementos para resistir o trabajar estructuralmente, pero que si pueden provocar acciones o sollicitaciones de esfuerzos sobre la estructura.

Generalmente el mayor problema se tiene en la determinación de los tabiques, por lo que una costumbre bien aceptada es la de usar un valor de 20 libras por pie cuadrado.

Tabla XXVIII. Pesos de materiales de construcción

Table GN-1 Weights of Building Materials

	Weight (psf) Pounds per Square Foot		Weight (psf) Pounds per Square Foot
FLOORS:		CEILING:	
Concrete finish, per inch of thickness.....	12	¾" Plaster directly on concrete, blocks or tile.....	5
Light weight concrete fill, per inch of thickness.....	9	¾" Plaster on metal lath furring.....	8
7/8" Hardwood floor on sleepers clipped to concrete without fill.....	5	¾" Gypsum plater on metal lath and channel suspended ceiling construction.....	10
1½" Terrazzo floor finish directly on slab.....	19	Plaster on rock lath and channel ceiling construction.....	6
1½" Terrazzo floor finish on 1" mortar bed.....	30	Acoustical fiber tile directly on concrete blocks or tile.....	1
1" Terrazzo finish on 2" concrete bed.....	38	Acoustical fiber tile on rock lath and channel ceiling construction.....	5
¾" Ceramic or quarry tile on ½" mortar bed.....	16	Acoustical fiber tile on suspended wood furring strips.....	3
¾" Ceramic or quarry tile on 1" mortar bed.....	22		
¼" Linoleum or asphalt tile directly on concrete.....	1	WALLS:1	
¼" Linoleum or asphalt tile on 1" mortar.....	12	Windows, Glass, frame and sash.....	8
¾" Mastic floor.....	9	Porcelain enamel on sheet steel.....	3
Hardwood flooring, 7/8" thick.....	4	Structural glass, per inch of thickness.....	15
Sub-flooring (soft wood), ¾" thick.....	2½	Stone 4" thick.....	55
Gypsum slab, per inch of thickness.....	6	Glass block 4" thick.....	18
Asphalt mastic finish, 1½" thick.....	18		
½" Douglas Fir plywood.....	1½	PARTITIONS:2	
1" Douglas Fir plywood.....	3	3" clay tile.....	17
		4" clay tile.....	18
ROOFS:		6" clay tile.....	25
Five-ply felt and gravel (or slag).....	6½	8" clay tile.....	31
Three-ply felt and gravel (or slag).....	5½	10" clay tile.....	35
Five-ply composition roof, no gravel.....	4	3" gypsum block.....	10
Three-ply felt composition roof, no gravel.....	3	4" gypsum block.....	13
Asphalt strip shingles.....	3	5" gypsum block.....	16
Concrete tile.....	16	6" gypsum block.....	17
Slate, ¼" thick (laid).....	10	2" solid plaster.....	20
Slate, ½" thick (laid).....	20	2 x 4 studs, or metal studs, lath and ¾" plaster.....	18
Sheathing, ¾" thick, yellow pine.....	3½	Steel partitions.....	4
Sheathing, ¾" thick, spruce or hemlock.....	2½	Gypsum plaster per 1/8" thick.....	1
Skylight with galvanized iron frame, ¼" wire glass.....	7		
Gypsum, per inch of thickness.....	4	1. See Tables GN-2 and Tables GN-3a, 3b, 3c for masonry walls.	
Poured gypsum on steel rails, per inch of thickness.....	5	2. IBC Section 1607.5 In office buildings and in other buildings where partition locations are subject to change, provisions for partition weight shall be made, whether or not partitions are shown on the construction documents, unless the specified live load exceeds 80 psf (3.83 kN/m ²). The partition load shall not be less than a uniformly distributed live load of 15 psf (0.74 kN/m ²).	
Light weight fill or insulation, porous glass, vermiculite, etc, per inch of thickness.....	1 to 2		
Spanish tile (laid).....	9 to 12		
Shingle-type clay tile.....	12 to 14		
Metal Deck (20 gauge).....	2		
Metal Deck (18 gauge).....	3		
Corrugated metal (20 gauge).....	2		

Fuente: Reinforced Masonry Engineering Handbook, sexta edición de James Amrhein. p. 544.

Tabla XXIX. **Peso promedio de unidades de mampostería de concreto**

Table GN-2 Average Weight¹ of Concrete Masonry Units, Pounds Per Unit (16" Long Units)

Thickness of Units		Lightweight Units: 103 pcf					Medium Weight Units: 115 pcf					Normal Weight Units: 135 pcf				
		4"	6"	8"	10"	12"	4"	6"	8"	10"	12"	4"	6"	8"	10"	12"
Individual Block	4" high units	8	11	13	15	20	9	13	16	17	22	10	16	18	20	26
	8" high units	16	23	27	32	42	18	28	32	36	47	21	33	37	42	55

1. ASTM C90 classifies masonry units as follows: Lightweight: Less than 105 pcf. Medium Weight: 105 pcf to 125 pcf. Normal Weight: 125 pcf or more.

Fuente: *Reinforced Masonry Engineering Handbook*, sexta edición de James Amrhein. p. 545.

Tabla XXX. **Pesos promedio de muros terminados (grout = 140 libras por pie cúbico)**

Table GN-3a Average Weight of Completed Walls,¹ Pounds per Square Foot, and Equivalent Solid Thickness, Inches (Weight of Grout = 140 pcf)

Wall Thickness		Hollow Concrete Block												Hollow Clay Block 120 pcf			Equivalent Solid Thickness ² (inches)			
		Lightweight 103 pcf				Medium Weight 115 pcf				Normal Weight 135 pcf										
		6"	8"	10"	12"	6"	8"	10"	12"	6"	8"	10"	12"	4"	6"	8"	6"	8"	10"	12"
Solid Grouted Wall		52	75	93	118	58	78	98	124	63	84	104	133	38	56	77	5.6	7.6	9.6	11.6
Vertical Cores Grouted at	16" o.c.	41	60	69	88	47	63	80	94	52	66	86	103	33	45	59	4.5	5.8	7.2	8.5
	24" o.c.	37	55	61	79	43	58	72	85	48	61	78	94	31	42	54	4.1	5.2	6.3	7.5
	32" o.c.	36	52	57	74	42	55	68	80	47	58	74	89	30	40	51	4.0	4.9	5.9	7.0
	40" o.c.	35	50	55	71	41	53	66	77	46	56	72	86	29	39	49	3.8	4.7	5.7	6.7
	48" o.c.	34	49	53	69	40	51	64	75	45	55	70	83	28	38	48	3.7	4.6	5.5	6.5
No Grout in Wall		28	33	36	47	32	36	41	53	37	42	47	62	25	30	35	3.4	4.0	4.7	5.5

1. The above table gives the average weight of completed walls of various thicknesses in pounds per square foot of wall face area. An average amount has been added into these values to include the weight of bond beams and reinforcing steel.
2. Equivalent solid thickness means the calculated thickness of the wall if there were no hollow cores, and is obtained by dividing the volume of the solid material in the wall by the face area of the wall. This Equivalent Solid Thickness (EST) is for the determination of area for structural design only, e.g., $f_c = P/(EST)b$. A fire rating thickness is based either on equivalent solid thickness of ungrouted units or solid grouted walls (partial grouted walls are considered as ungrouted for fire ratings).

Fuente: *Reinforced Masonry Engineering Handbook*, sexta edición de James Amrhein. p. 545.

Tabla XXXI. **Peso promedio de paredes terminadas (*grout* de 105 libras por pie cúbico)**

Table GN-3b Average Weight of Completed Walls,¹ Pounds per Square Foot, and Equivalent Solid Thickness, Inches (Weight of Grout = 105 pcf)

Wall Thickness	Hollow Concrete Block												Hollow Clay Block 120 pcf			Equivalent Solid Thickness ² (inches)				
	Lightweight 103 pcf				Medium Weight 115 pcf				Normal Weight 135 pcf				4"	6"	8"	6"	8"	10"	12"	
	6"	8"	10"	12"	6"	8"	10"	12"	6"	8"	10"	12"								
Solid Grouted Wall	45	65	79	100	51	68	84	106	56	74	90	115	35	49	66	5.6	7.6	9.6	11.6	
Vertical Cores Grouted at	16" o.c.	37	51	61	78	43	54	66	84	48	60	72	93	32	44	58	4.5	5.8	7.2	8.5
	24" o.c.	35	47	55	71	41	50	60	77	46	56	66	86	30	39	49	4.1	5.2	6.3	7.5
	32" o.c.	33	45	52	67	39	48	57	73	44	54	63	82	29	37	47	4.0	4.9	5.9	7.0
	40" o.c.	32	43	50	65	38	46	55	71	43	52	61	80	28	36	45	3.8	4.7	5.7	6.7
48" o.c.	31	42	49	63	37	45	54	69	42	51	60	78	27	35	44	3.7	4.6	5.5	6.5	
No Grout in Wall	26	33	38	47	32	38	41	53	37	42	47	62	25	30	35	3.4	4.0	4.7	5.5	

1. The above table gives the average weight of completed walls of various thicknesses in pounds per square foot of wall face area. An average amount has been added into these values to include the weight of bond beams and reinforcing steel.
2. Equivalent solid thickness means the calculated thickness of the wall if there were no hollow cores, and is obtained by dividing the volume of the solid material in the wall by the face area of the wall. This Equivalent Solid Thickness (EST) is for the determination of area for structural design only, e.g., $f_p = P/(EST)b$. A fire rating thickness is based either on equivalent solid thickness of ungrouted units or solid grouted walls (partial grouted walls are considered as ungrouted for fire ratings).

Fuente: *Reinforced Masonry Engineering Handbook*, sexta edición de James Amrhein. p. 546.

Tabla XXXII. **Peso promedio de muros de ladrillo reforzado con *grout***

Table GN-3c Average Weight of Reinforced Grouted Brick Walls¹

Wall Thickness	8"	8 1/2"	9"	9 1/2"	10"	11"	12"	13"
Weight (psf)	80	85	90	95	100	110	120	130

1. Based on an average weight of completed wall of 10 psf per 1" thickness

Fuente: *Reinforced Masonry Engineering Handbook*, sexta edición de James Amrhein. p. 546.

Tabla XXXIII. **Peso de algunos elementos que conforman una vivienda**

Material	Unidad	Peso	
Pisos			
Concreto	Volumetrico	2,400	kg/m ³
Piso de granito y mezción	5 cm de espesor	60	kg/m ²
Asfalto	1 cm de espesor	23	kg/m ²
Duela o <i>parquet</i>	1 cm de espesor	8	kg/m ²
Relleno de concreto ligero	Volumetrico	1,600	kg/m ³
Techos			
Impermeabilizante de tres capas de fieltro asfáltico con acabado de gravilla	-----	27	kg/m ²
Teja de cemento	-----	32	kg/m ²
Teja de barro	-----	100	kg/m ²
Revestimiento de madera	2.5 cm de espesor	15	kg/m ²
Repellos	1.0 cm de espesor	15	kg/m ²
Losa prefabricada	15 cm de espesor	240	kg/m ²
Losa prefabricada	20 cm de espesor	300	kg/m ²
Losa prefabricada	25 cm de espesor	340	kg/m ²
Muros			
Muro de block pómez de 10 cm	-----	160	kg/m ²
Muro de block pómez de 15 cm	-----	210	kg/m ²
Muro de block pómez de 20 cm	-----	250	kg/m ²
Muro divisorio de tablayeso	-----	60	kg/m ²
Mampostería de piedra	-----	2,500	kg/m ³
Mampostería de ladrillo común	-----	1,920	kg/m ³
mampostería reforzada de 20 cm con $f_m = 80 \text{ kg/cm}^2$	-----	300	kg/m ²
Ladrillo perforado de 14 cm	-----	230	kg/m ²
Ladrillo tubular de 14 cm	-----	171	kg/m ²
Ladrillo tayuyo de 11 cm	-----	186	kg/m ²

Fuente: Notas mampostéricas de una Sabandija. p. 59.

Las tablas que se presentan anteriormente son tomadas del libro *Reinforced Masonry Engineering Handbook*, sexta edición de James Amrhein.

5.4.3.3.2. Cargas vivas

Son fuerzas de corta duración pero que tienen la peculiaridad de ser variables en magnitud y ubicación. En estas cargas se incluyen personas,

muebles, plantas, equipo no estacionario, en techos incluir carga de agua por lluvia; debido a que las cargas verticales se les conoce también como gravitacionales existen dos condiciones especiales que generan acciones verticales y en mayor medida horizontales; por lo que se estudian por separado, ellas son:

- El viento

- Los sismos producto de los terremotos

Para las siguientes tablas se deben considerar las notas que se consideran a continuación:

- Los pisos en garajes o partes de edificaciones usados para el almacenamiento de vehículos motorizados deben ser diseñados para las cargas vivas uniformemente distribuidas de la tabla o las siguientes cargas concentradas:
 - Para garajes de vehículos que transporten no más de 9 pasajeros, 3 000 libras actuando en un área de 4,5 pulgadas por 4,5 pulgadas.

 - Para estructuras mecánicas de estacionamiento sin losas o cubiertas las cuales son usadas para guardar vehículos de pasajeros solamente, 2 250 libras por rueda.

- Las cargas se aplican a pisos de cuartos de almacenamiento que soportan armarios de libros de doble acceso, no móviles, sujetos a las siguientes limitaciones:

- La altura nominal de cada armario de libros no excede las 90 pulgadas.
- La profundidad nominal de los estantes no excede 12 pulgadas de cada lado del armario de libros.
- Filas paralelas de armarios de libros de doble acceso separados por pasillos de no menos de 36 pulgadas de ancho.

Tabla XXXIV. Cargas vivas uniformemente distribuidas y cargas vivas concentradas mínimas

DESTINO O USO	UNIFORME (psf)	CONCENTRADA (lbs.)
1. Departamentos (vea residencial)	—	—
2. Sistemas de Acceso a pisos Uso de Oficina Uso de Computadoras	50 100	2,000 2,000
3. Armarios y cuartos de entrenamiento	150	—
4. Áreas de concurrencia y teatros Asientos fijos (anclados al piso) Vestibulos Asientos móviles Escenarios y plataformas Salas de proyección, control e iluminación Pasillos, corredores	60 100 100 125 50 40	—
5. Balcones (exterior) En residencias de una y dos familias solamente, y no excediendo 100 ft. ²	100 60	—
6. Cubiertas	La misma que el destino servido ^a	—
7. Bóvedas de bowling	75	—
8. Cornisas	60	—
9. Corredores, excepto los indicados de otra manera	100	—
10. Halls y cuartos de bañe	100	—
11. Comedores y restaurantes	100	—
12. Viviendas (vea residencial)	—	—
13. Emparrillados de cuartos de máquinas de ascensores (sobre áreas de 4 pulg. ²)	—	300
14. Construcción de placas livianas de acabado de pisos (sobre áreas de 1 ft. ²)	—	200
15. Salidas de incendios En viviendas de una familia solamente	100 40	—
16. Garajes (vehículos de pasajeros solamente) Camiónes y ómnibus	40 Vea Sección 1607.6	Nota a
17. Tribunas (Vea estadios y gradas)	—	—
18. Gimnasios, pisos principales y balcones	100	—
19. Pasamanos, barandas y barras de apoyo	Vea Sección 1607.7	
20. Hospitales Quirófanos, laboratorios Cuartos privados Salas de hospital Corredores por arriba del primer piso	60 40 40 80	1,000 1,000 1,000 1,000
21. Hoteles (vea residencial)	—	—
22. Bibliotecas Cuartos de lectura Cuartos de almacenamiento Corredores por arriba del primer piso	60 150 ^b 80	1,000 1,000 1,000
23. Fabricación Liviano Pesado	125 250	2,000 3,000
24. Marquesinas	75	—

DESTINO O USO	UNIFORME (psf)	CONCENTRADA (lbs.)
25. Edificaciones de oficinas Los cuartos de archivo y computadoras deben ser diseñados para las cargas más pesadas basadas en el destino anticipado Vestibulos y corredores de primer piso. Oficinas Corredores por arriba del primer piso	100 50 80	2,000 2,000 2,000
26. Instituciones penales Bloques de celdas Corredores	40 100	—
27. Residencial Viviendas de una y dos familias Áticos inhabitables sin almacenamiento Áticos inhabitables con almacenamiento Áticos habitables y áreas de dormitorio Toda otra área excepto balcones y cubiertas Hoteles y viviendas multifamiliares Cuartos privados y corredores que los sirven Cuartos públicos y corredores que los sirven	10 20 30 40 40 100	—
28. Gradas para pasar revista, tribunas y graderías	Nota c	—
29. Techos	Vea Sección 1607.11	
30. Escuelas Cuartos de clase Corredores arriba del primer piso Corredores del primer piso	40 80 100	1,000 1,000 1,000
31. Escotillas, refuerzos de claraboyas y cielorrasos accesibles	—	200
32. Aceras, sendas vehiculares y patios externos, sujeto a tránsito de camiones	250 ^d	8,000 ^e
33. Pistas de patinaje	100	—
34. Estadios y arenas Graderías Asientos fijos (anclados al piso)	100 ^f 60 ^f	—
35. Escaleras y salidas Viviendas de una y dos familias Toda otra	100 40 100	Nota f
36. Bodegas de almacenamiento (deben ser diseñadas para las cargas más pesadas si se requiere almacenamiento anticipado) Liviano Pesado	125 250	—
37. Tiendas Por menor Primer piso Pisos superiores Por mayor, todos los pisos	100 75 125	1,000 1,000 1,000
38. Barreras para vehículos	Vea Sección 1607.7	
39. Sendas y plataformas elevadas (distintas a sendas de salida)	60	—
40. Patios externos y terrazas, pedestres	100	—

Fuente: tabla 1607.1, Código UBC.

Tabla XXXV. Cargas uniformes y concentradas

USO O DESTINO		CARGA UNIFORME ¹ (psf)	CARGA CONCENTRADA (libras)
Categoría	Descripción	x 0.0479 para kN/m ²	x 0.004 48 para kN
1. Sistemas de pisos de acceso	Uso de oficina	50	2,000 ²
	Uso de computadoras	100	2,000 ²
2. Armerías		150	0
3. Áreas de reunión ³ y auditorios y las galerías de los mismos	Áreas fijas de asiento	50	0
	Asientos móviles y otras áreas	100	0
	Áreas de escenarios y plataformas encerradas	125	0
4. Cornisas y marquesinas		60 ⁴	0
5. Instalaciones de salida ⁵		100	0 ⁶
6. Garajes	Almacenamiento y/o reparación general	100	7
	Almacenamiento de vehículos motorizados privados o recreacionales	50	7
7. Hospitales	Salas y cuartos	40	1,000 ²
8. Bibliotecas	Cuartos de lectura	60	1,000 ²
	Cuartos para estantes de libros	125	1,500 ²
9. Manufactura	Liviana	75	2,000 ²
	Pesada	125	3,000 ²
10. Oficinas		50	2,000 ²
11. Talleres de imprenta	Salas de prensa	150	2,500 ²
	Cuartos de composición y linotipo	100	2,000 ²
12. Residencial ⁸	Área básica de piso	40	0 ⁶
	Balcones exteriores	60 ⁴	0
	Plataformas	40 ⁴	0
	Almacenamiento	40	0
13. Servicios Higiénicos ⁹			
14. Graderías para desfiles, tribunas, estrados y asientos plegables y telescópicos		100	0
15. Cubiertas de techos	Igual que el área servida o para el tipo de destino que acomoda		
16. Escuelas	Aulas de clase	40	1,000 ³
17. Aceras y caminos de acceso	Acceso público	250	7
18. Almacenamiento	Liviano	125	
	Pesado	250	
19. Tiendas		100	3,000 ²
20. Puentes y caminos peatonales		100	

¹ Ver en la Sección 1607 las reducciones de cargas vivas.

² Ver en la Sección 1607.3.3, primer párrafo, el área de aplicación de carga.

³ Las áreas de reuniones incluyen Destinos tales como: salones de baile, salas de ejercicios, gimnasios, patios de recreo, plazas, terrazas y destinos similares que son generalmente accesibles al público.

⁴ Cuando existen cargas de nieve que exceden las condiciones de diseño, la estructura debe diseñarse para soportar las cargas debidas al incremento de cargas generado por la acumulación de arrastres de nieve por las ventiscas o un mayor diseño para carga de nieve, según lo determine la autoridad competente. Véase la Sección 1614. Para techos de propósitos especiales, véase la Sección 1607.4.4.

⁵ Las instalaciones de salida deben incluir usos tales como corredores que sirven a un número de ocupantes de 10 o más personas, balcones de salida al exterior, escaleras, escapes de incendios y usos similares.

⁶ Los pasos individuales de escaleras deben diseñarse para soportar una carga concentrada de 1.33 kN (300 lbs) colocada en la posición que produciría el esfuerzo máximo. Los largueros de la escalera pueden diseñarse para la carga uniforme establecida en la tabla.

⁷ Ver en la Sección 1607.3.3, segundo párrafo, las cargas concentradas. Véase en la Tabla 16-B las barreras vehiculares.

⁸ Los destinos residenciales incluyen viviendas privadas, apartamentos y habitaciones de huéspedes en hoteles

⁹ Las cargas de servicios higiénicos no deben ser menores que la carga para el destino al cual están asociadas, pero no deben exceder de 2.4 kN/m² (50 psf).

Fuente: tabla 16A, UBC 1997.

Tabla XXXVI. Cargas especiales

USO		CARGA VERTICAL	CARGA LATERAL
Categoría	Descripción	(libras por pie cuadrado o menos se indique de otra forma)	
		$\times 0.0479$ para kN/m ²	
1	Construcción, acceso público al lugar (carga viva)	Pasillo, véase la Sección 3303.6	150
		Toldo, véase la Sección 3303.7	150
2	Tribunas, graderías para desfiles, estrados y asientos plegables y telescópicos (carga viva)	Asientos y zócalos	120 ²
3	Accesorios de escenarios (carga viva)	Pasarelas	40
		Haz de luz desplazable, cuartos de proyección y de control	50
4	Estructuras de techos (carga viva)	Sobre escenarios	20
		Todos los usos excepto sobre escenarios	10 ⁴
5	Tabiques y muros interiores, véase la Sección 1611.5 (carga viva)		5
6	Ascensores y montacargas de servicio (cargas muerta y viva)		2 x cargas totales ⁵
7	Equipo mecánico y eléctrico (carga viva)		Cargas totales
8	Grúas (cargas viva y muerta)	Carga total incluyendo incremento por impacto	1.25 x carga total ⁶
9	Barandas y barreras de balcones	Instalaciones de salida que sirven a un número de ocupantes mayor de 50 personas	50 ⁸
		Otras instalaciones además de las de salida	20 ⁸
		Componentes	25 ⁹
10	Barreras vehiculares	Véase la Sección 311.2.3.5	6,000 ¹⁰
11	Pasamanos		Ver Nota al pie 11
12	Estantes de almacenamiento	Más de 2.4 m (8 ft) de altura	Cargas Totales ¹²
13	Soporte estructural de rociadores contra incendios		1112 N (250 lbs) más el peso de las tuberías llenas de agua ¹³
14	Exposición a explosiones	Destinos peligrosos, véase la Sección 307.10	

¹ Las cargas tabuladas son cargas mínimas. Cuando este código o el diseño requieren otras cargas verticales que producen mayores esfuerzos, éstas deben utilizarse.

² Libras por pie lineal ($\times 14.6$ para N/m).

³ Cargas de arriostamiento para movimientos laterales de 350 N/m (24 psf) paralelas y 145.9 N/m (10 psf) perpendiculares a los asientos y zócalos.

⁴ No se aplica a techos que tienen suficiente acceso total desde abajo, en los que no se requiere acceso dentro del espacio por encima del techo. No se aplica a los techos si las áreas de áticos por encima del techo no cuentan con accesos. La carga viva no debe considerarse actuando simultáneamente con otras cargas vivas aplicadas a la estructura del techo o a su estructura de soporte.

⁵ Cuando se ha adoptado el Apéndice al Capítulo 30, véase los requisitos adicionales de diseño en las normas de referencias que se citan en dicho apéndice.

⁶ Los factores de impacto que se incluyen son para grúas con ruedas de acero sobre rieles de acero. Estos factores pueden modificarse si se presentan datos técnicos fundamentados aceptables por la autoridad competente. Las cargas vivas en los tirantes de soporte de la grúa y sus conexiones deben considerarse como las cargas máximas de las ruedas de la grúa. Para los tirantes de soporte y conexiones de las grúas viajeras los factores de impacto serán 1.10.

⁷ Esto se aplica en la dirección paralela a los rieles de desplazamiento (longitudinal). El factor para las fuerzas perpendiculares al riel es 0.20 veces las cargas que se desplazan transversalmente (vagonetas, cabinas, ganchos y cargas levantadas). Las fuerzas deben aplicarse a la parte superior del riel y pueden distribuirse entre los rieles de múltiples grúas y deben distribuirse con la debida consideración a las rigideces laterales de las estructuras que soportan estos rieles.

⁸ Una carga por pie lineal ($\times 14.6$ para N/m) por aplicarse horizontalmente en ángulo recto al riel superior.

⁹ Los rieles intermedios, rellenos de paneles y sus conexiones deben tener la capacidad de soportar una carga de 1.2 kN/m² (25 psf) aplicada horizontalmente en ángulo rectos sobre toda el área tributaria, incluyendo aberturas y espacios entre los rieles. Las reacciones debidas a esta carga no necesitan combinarse con las de la Nota al pie 8.

¹⁰ Una carga horizontal en N (libras) aplicada en ángulo recto a la barrera vehicular a una altura de 457 mm (18 in) sobre la superficie de estacionamiento. La fuerza puede distribuirse sobre una área de 304.8 mm² (1 ft²).

¹¹ El montaje de los pasamanos debe ser tal que el pasamanos completo y su estructura de soporte puedan soportar una carga de por lo menos 890 N (200 lbs) aplicada en cualquier dirección en cualquier punto del pasamanos. No debe asumirse que estas cargas actúan acumulativamente con el ítem 9.

¹² Los elementos verticales de los estantes de almacenamiento deben protegerse de las fuerzas de impacto del equipo de operaciones o los estantes deben diseñarse de modo que la falla de un miembro vertical no produzca el colapso de otra nave además de la(s) nave(s) directamente soportada(s) por ese elemento.

¹³ La carga de 1.11 kN (250 lbs) debe aplicarse a cualquier punto de soporte de rociadores contra incendios pero no simultáneamente a todas las juntas de apoyo.

Fuente: tabla 16B, UBC 1997.

Tabla XXXVII. Cargas vivas mínimas para techos

PENDIENTE DEL TECHO	MÉTODO 1			MÉTODO 2		
	Área tributaria cargada en pies cuadrados para cualquier elemento estructural			Carga Uniforme ² (psf)	Proporción de reducción <i>r</i> (porcentaje)	Reducción máxima <i>R</i> (porcentaje)
	X 0.0929 para m ²					
	0 to 200	201 to 600	Mas de 600			
	Carga Uniforme (psf)			X 0.0479 para kN/m ²		
1. Plano ³ o con inclinación menor de 4 unidades verticales en 12 unidades horizontales (pendiente del 33.3%). Arco o bóveda con inclinación menor que un octavo de la luz.	20	16	12	20	.08	40
2. Inclinación de 4 unidades verticales a menos de 12 unidades verticales en 12 unidades horizontales (pendiente del 33.3% a menos del 100%). Arco o bóveda con inclinación de un octavo de la luz a menos de tres octavos de la luz	16	14	12	16	.06	25
3. Inclinación de 12 unidades verticales en 12 unidades horizontales (pendiente del 100%) y mayor. Arco o bóveda con inclinación de tres octavos de la luz o mayor	12	12	12	12	No se permiten reducciones	
4. Toldos, excepto cubiertos con tela ⁴	5	5	5	5		
5. Invernaderos, casas de tablonés y edificaciones agrícolas ⁵	10	10	10	10		

¹ Cuando existen cargas de nieve, la estructura del techo debe diseñarse para soportar dichas cargas según lo determine la autoridad competente. Véase la Sección 1614. Para techos de propósitos especiales, véase la Sección 1607.4.4.

² Ver en las Secciones 1607.5 y 1607.6 las reducciones de cargas vivas. La proporción de reducción *r* en la Sección 1607.5 Fórmula (7-1) debe ser el indicado en la tabla. La máxima reducción *R* no debe exceder el valor indicado en la tabla.

³ Un techo plano es cualquier techo con una pendiente menor de 1/4 de unidad vertical en 12 unidades horizontales (pendiente de 2%). La carga viva para los techos planos es adicional a la carga de embalse que requiere la Sección 1611.7

⁴ Como se define en la Sección 3206.

⁵ Véase en la Sección 1607.4.4 los requisitos de cargas concentradas para los elementos de los techos de invernaderos.

Fuente: tabla 16C, UBC 1997.

5.4.3.3.3. Cargas de lluvia

Las partes de los techos deberán estar diseñados para soportar la carga que genera el agua de lluvia que se acumulará sobre la misma si el sistema de desagüe para ese techo se tapara; si la pendiente de los pañuelos es menor o igual al 2 por ciento se recomienda considerar un tirante de agua acumulada de 10 centímetros, disminuyendo en forma proporcional al incremento de la pendiente, seguir lo establecido en el IBC-2003 Sección 1611.

5.4.3.4. Análisis de cargas horizontales

Son cargas laterales debido al sismo, viento o impacto, y defieren con las verticales debido a que son dinámicas. Las cargas horizontales son aplicadas en un período muy corto, para facilitar el diseño se sustituyen estas cargas por cargas estáticas siempre que:

- Se determine en forma apropiada la fuerza estática equivalente
- Se aplicada apropiadamente
- Tener en cuenta la verdadera naturaleza de esta fuerza

Debido a la característica que tienen este tipo de cargas, especialmente las provenientes de huracanes (en Guatemala, también se presenta la acción de las corrientes Jet) y terremotos principalmente, sin olvidar las provocadas por inundaciones.

Las consideraciones más importantes de la acción del viento en nuestro medio están relacionadas con techos, rótulos, vidrieras, muros perimetrales, paredes que no están integradas a sistemas de diafragmas, elementos que no ejercen una acción que coadyuvé en la resistencia estructural dentro del

sistema pero que si genera acciones que incrementan o cambian la acción de las fuerzas exógenas.

La base de la bibliografía para este trabajo es: SEAOC 1999 (*Blue Book*), U.B.C. 97, I.B.C.(del 2000 al 2006), ASCE7 – 2005.

Dentro de las primeras dificultades a causa de la gran variedad y complejidad de estructuras, se menciona: la interpretación de los códigos y reglamentos, los alcances y limitaciones de las recomendaciones, las sugerencias de procedimientos constructivos, el conocimiento y experiencia de las áreas de trabajo, materiales y mano de obra.

Los requerimientos mínimos estandarizados en las estructuras para proporcionar seguridad a los humanos, en nuestro caso específico por la actividad sísmica. Los requisitos propuestos por los códigos sismo resistentes, pretenden principalmente proporcionar seguridad a la vida y las fallas estructurales; no limitar los daños, mantener en funcionamiento la estructura, o que las reparaciones sean fáciles.

Específicamente el diseño de fuerzas está basado en la suposición en el compartimiento inelástico del suelo por movimiento extremo. La representación de los elementos estructurales por los diferentes niveles de fuerzas y deformaciones que generalmente se interpreta como un comportamiento elástico lineal. En si la estructura podrá resistir terremotos de baja y mediana intensidad, (tomar en cuenta que hasta el 2008 el ACI-318 modifico al llamado CDS categoría de diseño sísmico) con posibles daños en los elementos no estructurales. Resistir terremotos de gran magnitud sin que colapse, pero con posibles daños estructurales.

El nivel de daño de la estructura depende de varios factores, entre los que se mencionan: la intensidad y duración del sismo, configuración de la estructura, tipo de sistema sismo resistente, tipo de materiales utilizados en la construcción, mano de obra y supervisión.

Cuando se habla de intensidad y duración del sismo, lo relacionamos con los causantes y formas de medirlos.

En relación a la configuración de la estructura, se tiene en cuenta los tipos de carga, uso de la estructura.

Para el sistema sismo resistente de la estructura, nos pone en relación directa a la ubicación y localización de la estructura respecto a fallas geológicas.

En cuanto a los materiales, mano de obra y supervisión; nos obliga a contar con planos estructurales detallados de armados, uniones, otros. Continuidad de tipo de uso y posibles modificaciones de la estructura, efecto y accionar de las obras no estructurales sobre la estructura.

5.4.3.4.1. Cargas de viento

El viento de acuerdo a la mecánica de fluidos, es aire en movimiento y se rige por los principios de la misma, la que presenta efectos de flujos netos de fuerza en y al redor de la estructura y en la superficie del suelo; de allí que todas las estructuras en su conjunto y parte de ellas deben diseñarse y construirse para resistir los efectos del viento determinados en cada lugar. Se supondrá, de acuerdo al UBC-97 sección 1615 e IBC-03 sección 1609, que el viento proviene de cualquier dirección horizontal, así mismo, no se debe

considerar ninguna reducción de presión del viento por el efecto de protección de las estructuras colindantes.

Los vientos se clasifican de acuerdo a su velocidad, una de ellas puede ser:

- Brisa con velocidad de hasta 6 kilómetros por hora
- Viento fuerte velocidades de 50 a 60 kilómetros por hora
- Huracán en promedio pueden alcanzar velocidades de 160 kilómetros por hora

Una forma usada y recomendada para el cálculo de velocidades del viento, es:

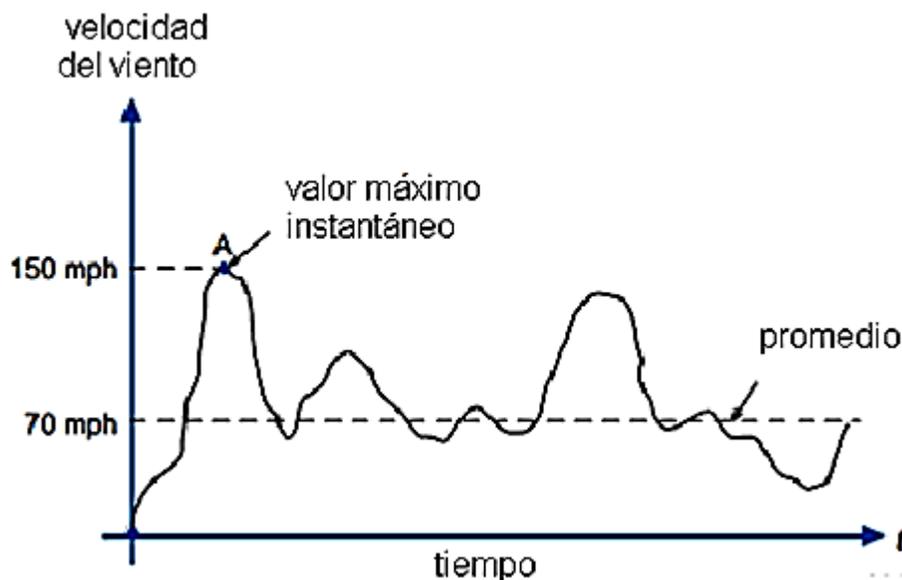
- Sobre el plano vertical totalmente expuesto al viento, en cimas de cerros o edificios expuestos al mar 160 kilómetros por hora
- En fachadas, si da directamente a una calle abierta de ciudad: 75 kilómetros por hora
- Edificaciones en las áreas centrales de centros urbanos: 35 kilómetros por hora

Algunos valores experimentales para la determinación del empuje del viento en kilogramo por centímetro cuadrado para superficies verticales son:

- $P_s = 0,0075v^2$ para valores inferiores de presiones
- $P_s = 0,0092v^2$ para valores altos de presiones
- $P_s = 0,0083v^2$ para valores promedios de presión

El empuje que provoca el viento, intervienen muchas variables para la determinación de el mismo, por lo que se utilizan procedimientos simplistas para tener idea de la intensidad (que es la energía que provoca el viento, es decir la presión que ejerce en el tiempo) y potencia del viento (que es la presión instantánea), circulando en diferentes medios (es decir tipos y formas de estructuras individuales y en conjunto, rugosidad del relieve, ubicación).

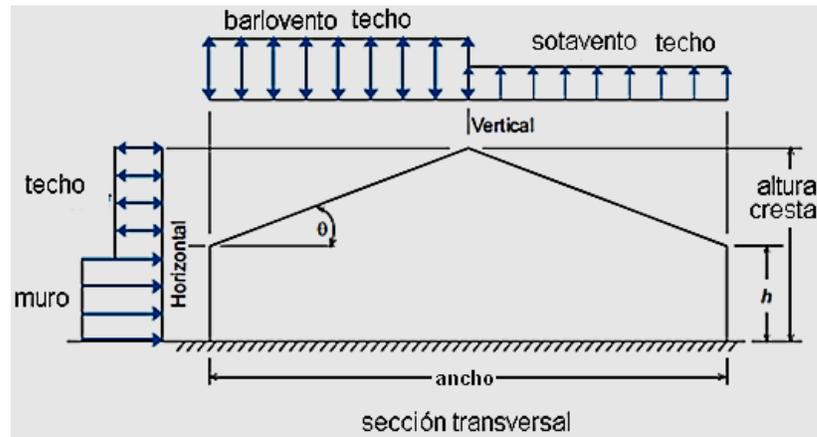
Figura 24. **Gráfica velocidad del viento versus tiempo**



Fuente: Notas mampostéricas de una Sabandija. p. 67.

En las estructuras se presentan acciones del viento frontalmente (barlovento) donde la acción del viento es más intensa y en la parte posterior genera succión (sotavento) donde se presentan acciones puntuales más fuertes; estas acciones van acompañadas de corrientes de escape en los laterales y por los techos.

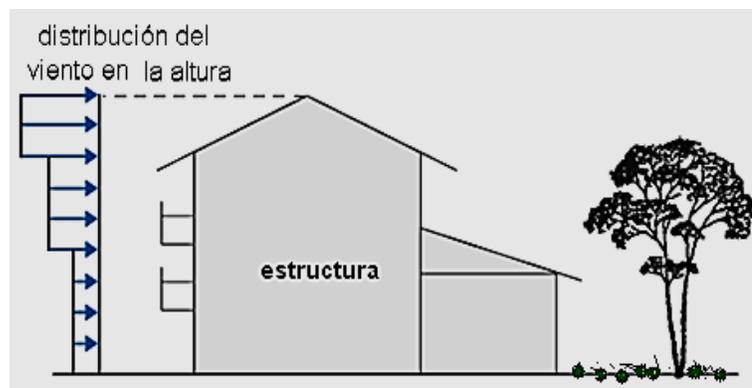
Figura 25. **Sección transversal en que actúan las fuerzas de viento en una vivienda**



Fuente: Notas mampostéricas de una Sabandija. p. 67.

En la sección 1609.4 del IBC 2003 se dan las recomendaciones correspondientes para la determinación de las fuerzas de viento.

Figura 26. **Ejemplo de distribución del viento en la altura de una vivienda**



Fuente: Notas mampostéricas de una Sabandija. p. 68.

Un procedimiento simplista para determinar la succión provocada por el viento es mediante la fórmula:

$$s = 0,0058v^2 \text{ kg/m}^2$$

Cuando las superficies son inclinadas el empuje (e) y la succión (s) se calculan:

Barlovento $e = P_s \left[\frac{2 \operatorname{sen}\alpha}{1 + \operatorname{sen}\alpha^2} \right] \text{ kg/m}^2$

Sotavento

$$s = [0,0027\operatorname{sen}\alpha + 0,0031\operatorname{sen}(90 - \alpha)]v^2 \text{ kg/m}^2$$

5.4.3.4.2. Cargas de sismo

Cargas inducidas en una estructura debida a la vibración u oscilación de la superficie de la tierra causada por un disturbio elástico o gravitacional de las masas, esta carga ocasiona un cortante en la base de la estructura que se puede calcular con la formula siguiente:

$$V = ZIKCS \text{ (según seaoc)}$$

V= carga cortante de sismo

Z= factor zona sísmica, dados por el AGIES

I= 1,5 factor según la importancia de utilidad de uso inmediato después de un sismo tales como hospitales, centro de comunicación, y otros. Y no deben ser menores de 1

K= factor de fuerza horizontal para edificios y otras estructuras de acuerdo al sistema de estructuración (tabla 3.3 de tesis)

S= coeficiente que depende del suelo de sustentación del sitio donde se va a construir la estructura, no debe ser menor de 1

W= carga muerta total y otras cargas permanentes más un 25 por ciento de la carga viva como mínimo

$C = 1 / 15 + \sqrt{T}$ donde $T = 0,05 \text{ hm} / \sqrt{D}$ hm y D= en pies

Cp= factor de fuerza horizontal para partes o porciones de edificios (tabla 3,4 tesis)

Entonces $F_p = ZICpSW$

Por su origen, los sismos se clasifican en naturales o artificiales. Los sismos naturales son los producidos por fallas geológicas (tectónicas), la actividad volcánica y en menor importancia, por agentes meteorológicos tales como el oleaje del mar. Los sismos artificiales son todos aquellos producidos por la actividad del hombre, entre las principales están las explosiones para la exploración minera, explosiones nucleares, micro sismicidad producida por fábricas y el tráfico de vehículos pesados.

Los sismos de origen tectónico presentan el mayor peligro o amenaza para el hombre. Se producen por el movimiento relativo entre dos partes de la corteza a lo largo de una falla.

El punto del cual parten las ondas sísmicas se denomina hipocentro, que se identifica por sus coordenadas geográficas (latitud y longitud) y profundidad. El epicentro es la proyección del hipocentro sobre la superficie de la Tierra y se identifica únicamente con las coordenadas geográficas. Los parámetros

principales de un sismo se identifica por el hipocentro, tiempo origen (momento en que se generan las ondas) y el tamaño (magnitud).

Para calcular las coordenadas del hipocentro: latitud, longitud y profundidad, se utilizan los registros del temblor en varias estaciones. En cada registro se miden los tiempos de arribo de las ondas, éstas se reconocen por el cambio brusco en la amplitud y frecuencia del registro respecto al ruido ambiente.

En el registro de un sismo local (<100 Kilómetros) se distinguen dos fases o arribos de ondas principales, conocidas como fase P (primaria) y fase S (secundaria). La fase P es con la que se inicia el sismograma y la fase S es, generalmente, el segundo cambio grande en amplitud que se observa.

5.4.3.4.3. Movimiento

Concepto que se relaciona con cambio, desplazamiento en función del tiempo; es decir que se mantiene una relación entre movimiento y tiempo. De allí que la tierra con sus tres movimientos como conjunto participa de esta relación.

- Bradisismos: movimientos lentos de la corteza de la tierra, como el caso del distrito federal en México que se hunde lentamente o en zonas de mantos arenosos que tienden a deslizarse lentamente.
- Taquísismos; movimientos bruscos, clasificados en:
 - Microsismos: cuando son registrados únicamente por sismógrafos.

- Macrosismos: cuando son evidentes y perceptibles, por las personas y estructuras.
- Megasismos: cuando cambian súbitamente las condiciones cotidianas del área de influencia y que influyen en su hábitat.

De la idea del equilibrio energético, los movimientos sísmicos están influenciados por condiciones:

- Térmicas: para entender a nivel macro este fenómeno, mencionamos la acción puntual de la expansión y contracción térmica o el encogimiento del concreto, mortero, que generan esfuerzos en los elementos.
- Radioactividad: fenómeno relacionado con la estructura de la materia: sólido – líquido y la actividad de estos estados en sí mismos y entre ellos.
- Magnetismo se deberá tener presente esta acción, conociendo la carta isogónica
- Fuerza gravitacional la influencia que la Luna ejerce sobre la tierra.

5.4.3.4.4. Cargas de inundación

Esta condición de carga es considerada en el IBC sección 1612, en la que se hace referencia al peligro de áreas de inundaciones y que se tiene presente el sentido común, buen nivel académico, ambos fundamentados en la calidad moral y altos principios espirituales.

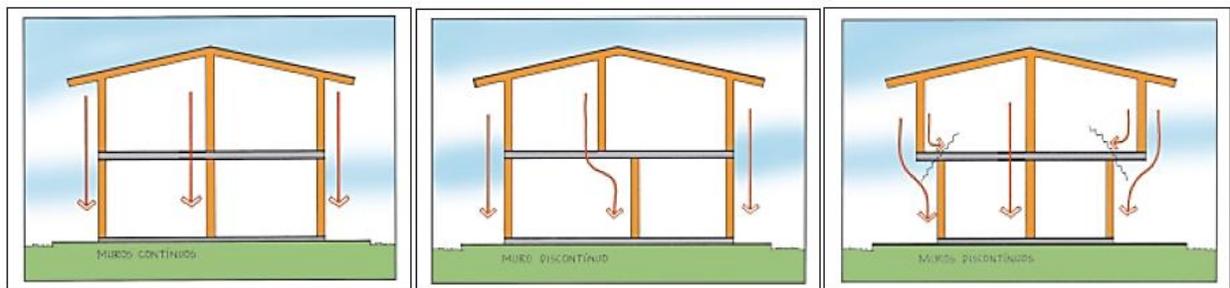
5.4.4. Requisitos de configuración (excentricidad en planta y elevación)

La configuración geométrica de una casa suele ser muy variada dependiendo del terreno y del diseño planificado, pero por seguridad ante movimientos sísmicos se dan recomendaciones respecto a que tan irregular geométricamente puede ser una vivienda.

5.4.4.1. Continuidad vertical

Cada muro se considera estructural, si es continuo desde la cimentación hasta el diafragma superior conformado por la cubierta. A partir del diafragma en el que el muro pierda continuidad vertical en más de la mitad de su longitud horizontal, el muro deja de considerarse estructural.

Figura 27. Ejemplos de irregularidades en transferencia de cargas



Fuente: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Construcción Sismo Resistente de viviendas de uno y dos Pisos. p. 2-6.

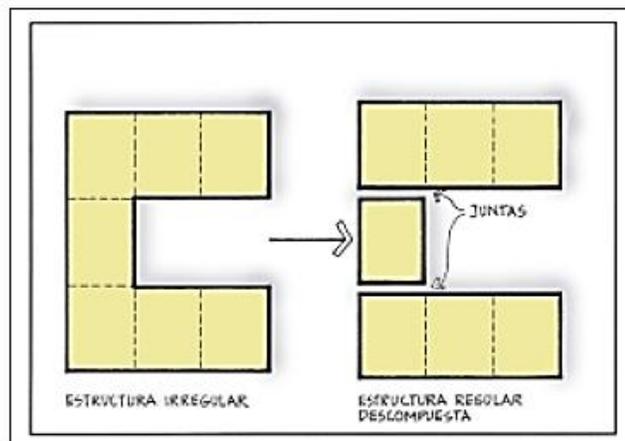
La transferencia de cargas verticales debe ser continua y no generar movimiento de muros que pueden ocasionar el fisuramiento de la losa ya que

se provoca una carga puntual, además de momentos internos. En la primera casa de la figura 27 se muestra bien la forma correcta de transmitir cargas verticales en mampostería.

5.4.4.2. Regularidad en planta

Se debe tratar de evitar la irregularidad en planta, tanto geométrica como de rigidez. Las formas irregulares pueden convertirse, por descomposición en varias formas regulares.

Figura 28. Ejemplo de irregularidad en planta



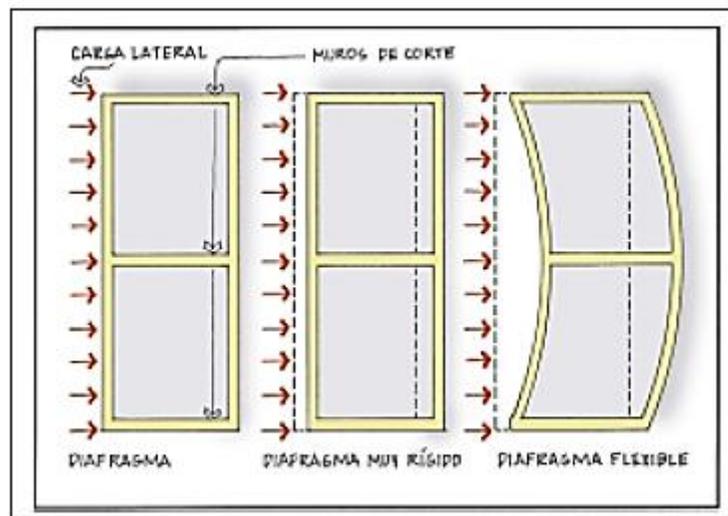
Fuente: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Construcción Sismo Resistente de viviendas de uno y dos pisos. p. 2-7.

Las formas regulares pueden ser asimétricas en términos de rigidez, lo que se debe evitar redistribuyéndolas adecuadamente.

Es aconsejable que los muros resistentes a las cargas laterales no estén espaciados entre sí más de dos veces su longitud.

Mientras más rígido y menos alargado sea el diafragma, las cargas se reparten más adecuadamente entre los muros, de acuerdo con su capacidad de deformación, es decir, de acuerdo con su rigidez. Si el diafragma es muy flexible o muy alargado, la carga se distribuye a cada muro de acuerdo con su área de influencia, sin importar su rigidez.

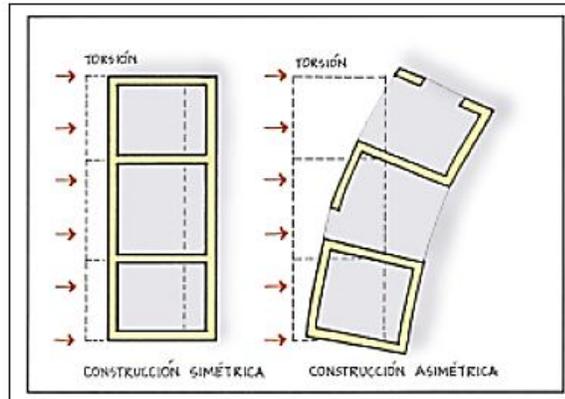
Figura 29. **Ejemplo de cómo actúan las cargas laterales en diferentes diafragmas**



Fuente: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Construcción Sismo Resistente de viviendas de uno y dos Pisos. p. 2-7.

Cuando no hay simetría en la estructura, se producen efectos de torsión sobre la estructura como un todo.

Figura 30. **Ejemplo de torsión en construcciones dependiendo su simetría**



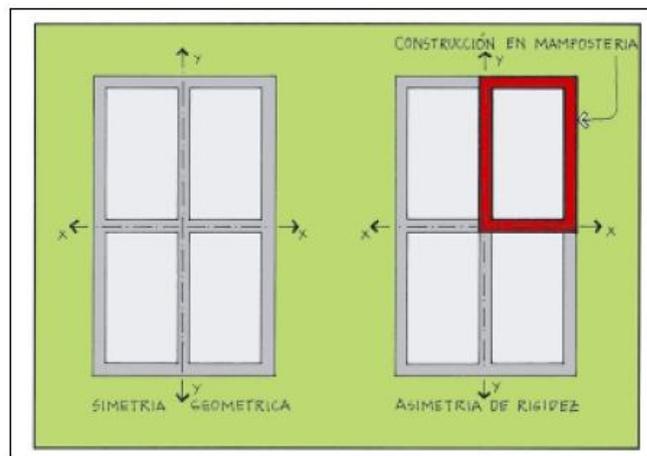
Fuente: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Construcción Sismo Resistente de viviendas de uno y dos Pisos. p. 2-8.

Cuando muros paralelos tienen diferentes configuraciones, ya sea por su longitud, o porque unos contengan aberturas que otros no tienen, la planta resulta asimétrica y puede ocurrir torsión excesiva, aun cuando la geometría de la estructura, en planta sea regular. Las ventanas colocadas en una sola esquina proveen dicha asimetría, además de constituirse en una zona débil para cargas verticales.

En estos casos, algunos elementos son más resistentes que sus pares perimetrales y el diseño puede ser ineficiente. Para minimizar estos efectos debe cambiarse la configuración de los muros o rigidizarse los muros cortos para que su rigidez sea similar a la de sus pares y la resultante de la fuerza esté cerca del centro de rigidez de la estructura en planta.

La torsión puede presentarse también en plantas simétricas, debido a una distribución irregular de la rigidez de los muros, no por las aberturas que contengan, sino por su ubicación en la estructura.

Figura 31. **Ejemplo torsión debido a rigidez concentrada**

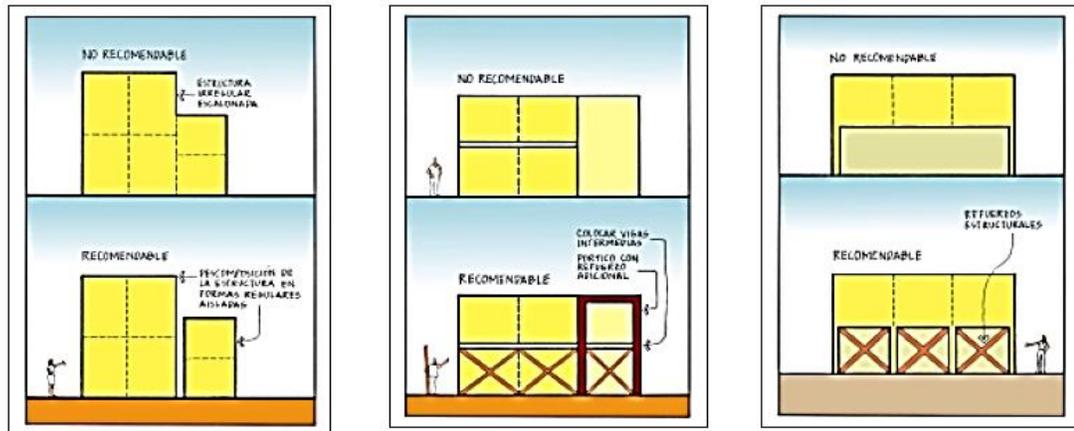


Fuente: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Construcción Sismo Resistente de viviendas de uno y dos Pisos. p. 2-9.

5.4.4.3. Regularidad en altura

Se deben evitar las irregularidades en alzado, tanto geométricas (volúmenes escalonados), como de rigidez. Cuando la estructura tenga forma irregular en altura, puede descomponerse en formas regulares aisladas. Se deben evitar zonas débiles en altura, por cambios en la rigidez o la resistencia, que producen el efecto de piso blando o piso flexible.

Figura 32. Ejemplos irregularidades en altura



Fuente: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Construcción Sismo Resistente de viviendas de uno y dos Pisos. p. 2-10.

5.4.5. Fallas de diseño y daños comunes provocados por movimientos sísmicos

En la figura 33, se muestran grietas típicas en modelos a escala 1:5, provocadas por un movimiento sísmico simulado, los daños son debidos a cortante debido a que las grietas son a 45 grados en todos los elementos de la vivienda.

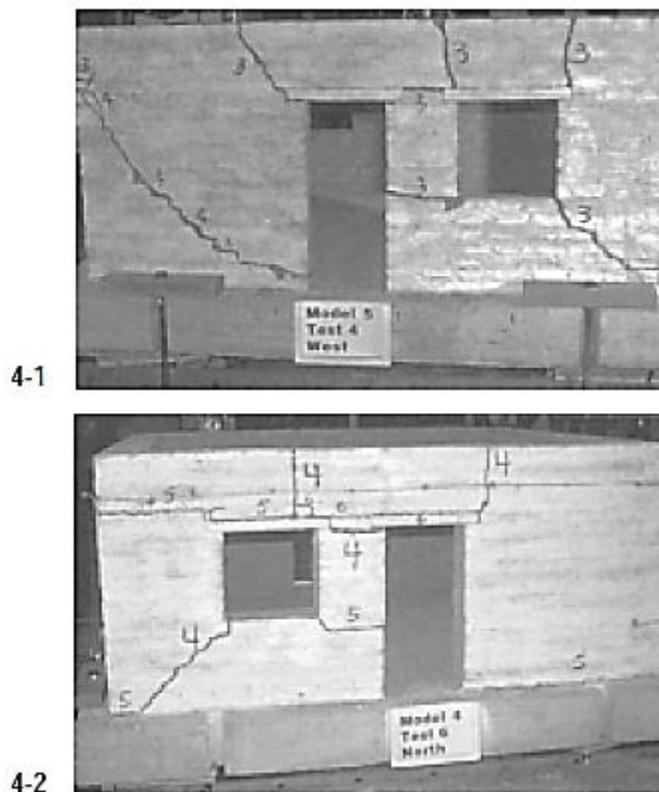
En ellos, se pudo observar que:

En los vanos de las ventanas a partir de las esquinas inferiores aparecen grietas diagonales hacia abajo. Si el área de muro entre los vanos de la ventana y la puerta es muy angosta, esta se debilita y tiende a derrumbarse.

Si los dinteles no penetran suficientemente en la mampostería, estos colapsan como se puede ver en la figura 34.

Si no hay una traba entre los dinteles y la mampostería sobre los mismos, aparecen grietas horizontales. Si no se ejecuta un encadenado (collarín) y si este no tiene traba con la sección superior del muro esta se quiebra, pudiendo derrumbarse, ver figura 34.

Figura 33. **Ejemplos de grietas típicas provocadas por sismos**



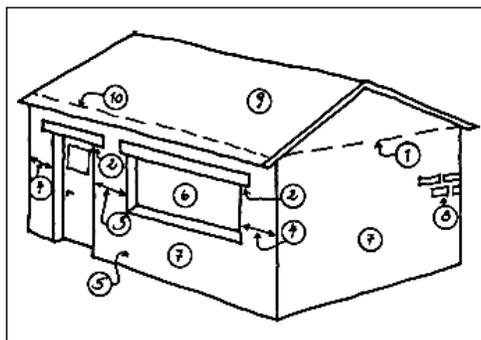
Fuente: Universidad de Kassel, Alemania. Manual de Construcción Para viviendas Antisísmicas de Tierra 2005. p. 11.

Figura 34. **Ejemplo de falla por discontinuidad de dinteles en las viviendas**



Fuente: Universidad de Kassel, Alemania. Manual de Construcción Para viviendas Antisísmicas de Tierra 2005. p. 11.

Figura 35. **Errores estructurales que provocan riesgos de falla durante un sismo**



4-7 Errores estructurales que provocan riesgos de derrumbe durante un sismo

1. Ausencia de un refuerzo horizontal (encadenado, collarín o viga cadena)
2. Los dinteles no penetran suficientemente en la mampostería
3. El ancho de muro entre los vanos de la ventana y la puerta es demasiado angosto
4. El ancho entre los vanos de la ventana y la puerta en relación a las esquinas es demasiado angosto
5. Ausencia de un sobrecimiento (zócalo)
6. El vano de la ventana es demasiado ancho
7. El muro es muy largo y delgado sin tener elementos de estabilización
8. La calidad de la mezcla del mortero es pobre (con una baja capacidad aglutinante), las uniones verticales no están completamente rellenas, las uniones horizontales son demasiado gruesas (más de 1,5 cm)
9. La cubierta es demasiado pesada
10. La cubierta tiene un arriostramiento débil con el muro

Fuente: Universidad de Kassel, Alemania. Manual de Construcción Para viviendas Antisísmicas de Tierra 2005. p. 12.

5.4.6. Deriva, torsión

Estos 2 términos son de suma importancia para asegurar que un diseño en mampostería para vivienda sea acorde para resistir sismos, ya que la torsión genera graves daños si no se cuenta con el refuerzo necesario para soportarla y la deriva es la que limita el desplazamiento debido a fuerzas horizontales en la construcción.

5.4.6.1. Deflexión del diafragma (Δ)

Las fuerzas laterales en las paredes debidas al sismo causan deflexión en los diafragmas, provocando en otras palabras movimiento lateral en la edificación y es posible determinar ese desplazamiento utilizando la ecuación siguiente:

$$\Delta = H^2 F_b / 0,01 E_m t$$

H= altura de las paredes entre soportes horizontales en pies

F_b= esfuerzo permisible de compresión por flexión 0,33 fm

E_m= módulo de elasticidad de la mampostería en libras/pulgada²

t = espesor total de la pared en pulgadas

5.4.6.2. Diafragma

Es un miembro estructural que actúa como una viga de gran peralte y puede soportar el esfuerzo de cortante al estar cargado en una dirección paralela a un plano. Hay 2 tipos que actúan de forma diferente y se definen a continuación:

5.4.6.2.1. Diafragmas rígidos

Transmiten las fuerzas horizontales de corte a los muros en proporción a su rigideces relativas, así son capaces de transmitir las fuerzas rotacionales causadas por la excentricidad de la masa respecto al centro de rigidez, cuando la estructura está sometida a fuerza horizontal.

5.4.6.2.2. Diafragma flexible

Transmiten las fuerzas a las paredes de corte en proporción al área tributaria de cada elemento, no son considerados capaces de transmitir fuerzas rotacionales causadas por la excentricidad de la masa respecto al centro de rigidez.

5.4.6.3. Rigidez

Se define como el recíproco de la deflexión de un elemento. $R = 1/\Delta$.

Los muros de mampostería se diseñan para resistir 2 veces la fuerza de corte que actúa en ellas.

$$2V = 2(\sum V_i)$$

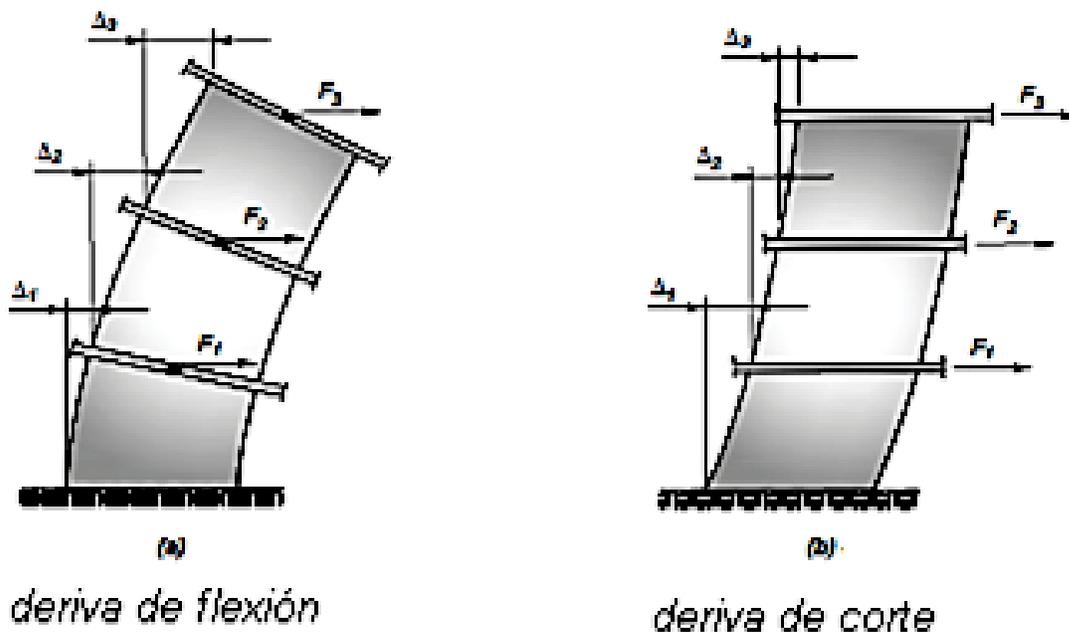
La fuerza de corte se distribuye de acuerdo a las rigideces relativas de los muros.

$$F_v = R / \sum R (2V)$$

5.4.6.4. Integración de la deriva

La deriva total se compone de la deriva causada por la flexión, más la deriva causada por el cortante, dando así un valor de deriva que considera ambos movimientos causados por fuerzas ajenas a los elementos y poder diseñar de una manera más adecuada.

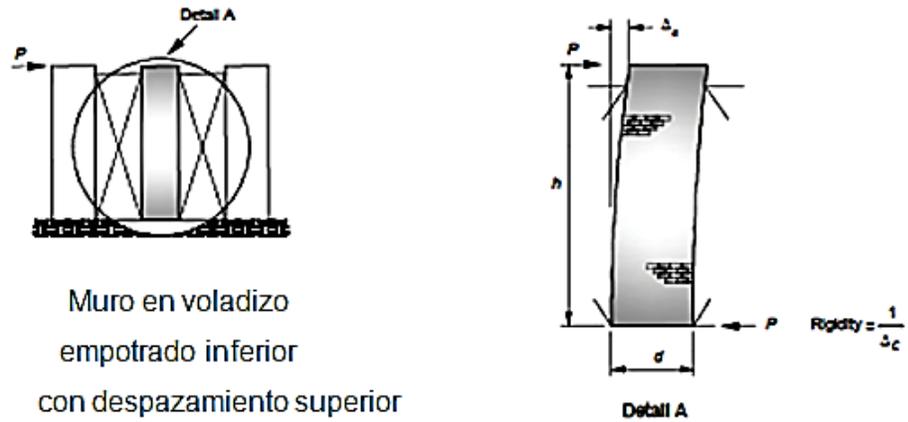
Figura 36. Derivas debido a flexión y cortante



$$\Delta_c = \Delta_f + \Delta_v = \frac{Ph^3}{3E_m I} + \frac{1,2Ph}{AE_G}$$

Fuente: Notas mampostéricas de una Sabandija. p. 75.

Figura 37. **Deriva en voladizo**

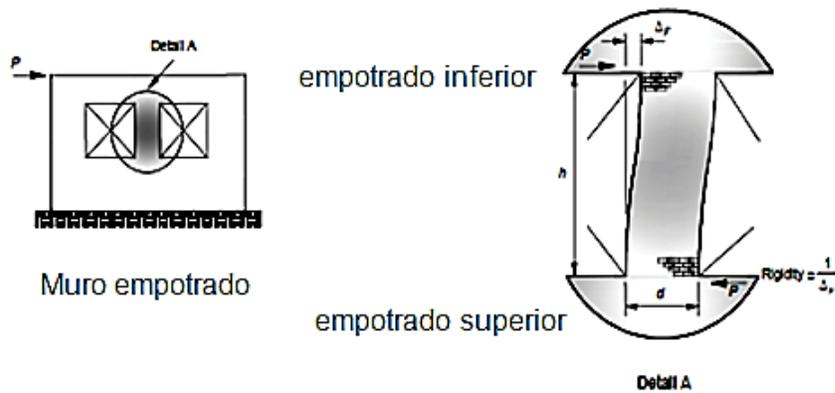


Fuente: Notas mampostéricas de una Sabandija. p. 76.

Simplificada: $\Delta_c = \Delta_{\text{cantilever}} = 0,4 \left[\frac{h}{d} \right]^3 + 0,3 \left[\frac{h}{d} \right]$

Rigides en voladizo: $R_c = \frac{1}{\Delta_c}$

Figura 38. **Deriva empotrado – empotrado**



Fuente: Notas mampostéricas de una Sabandija. p. 76.

$$\Delta_c = \Delta_f + \Delta_v = \frac{Ph^3}{12E_m I} + \frac{1,2Ph}{AE_G}$$

Simplificada: $\Delta_c = \Delta_{\text{cantilever}} = 0,1 \left[\frac{h}{d} \right]^3 + 0,3 \left[\frac{h}{d} \right]$

Rigidez empotrado: $R_f = \frac{1}{\Delta_f}$

Donde:

Δ_f = deriva por flexión

Δ_v = deriva por corte

P = carga lateral sobre el muro

h = altura del muro

A = área de la sección del muro

I = momento de inercia del muro $I = \frac{td^3}{12}$

E_m = módulo de elasticidad del mamposte

G = módulo de elasticidad en corte

Tabla XXXVIII. **Desplazamiento relativo de piso permitido**

Edificación	Grupo De Uso Sísmico		
	I	II	III
Que no tienen muros de corte de mampostería, hasta 4 pisos con muros interiores, tabiques, cielorrasos y muros externos para controlar desplazamientos relativos de piso.	0,025 h	0,020 h	0,015 h
Edificaciones de muros de corte de mampostería en voladizo.	0,010 h	0,010 h	0,010 h
Otras edificaciones de muros de corte de mampostería.	0,007 h	0,007 h	0,007 h
Edificaciones de estructura de muros de mampostería.	0,013 h	0,013 h	0,010 h
Toda otra edificación.	0,020 h	0,015 h	0,010 h

Fuente: IBC 2003, tabla 1617.3.

El desplazamiento elástico Δ_s es determinado en el análisis estructural, usando cargas estáticas correspondientes. El máximo desplazamiento inelástico Δ_M es:

$$\Delta_M = 0,7R\Delta_s$$

$$\Delta_s = 0,020 h_{sx} \text{ para } T \geq 0,7 \text{ seg}$$

$$\Delta_s = 0,025 h_{sx} \text{ para } T < 0,7 \text{ seg}$$

$$H_{sx} = \text{altura del nivel considerado } x$$

El UBC limita el desplazamiento de piso de una estructura, como un desplazamiento Δ_o relativo entre dos niveles de altura h adyacentes de la estructura, como respuesta inelástica máxima.

5.4.7. Requerimientos sísmicos para mampostería

Los requerimientos especiales del diseño de mampostería dados por ASCE7, sección 14.4, enfocados a la determinación del factor R , se tomará en cuenta en el análisis y determinación de las fuerzas generadas por terremotos los requerimientos de calidad de los materiales y de la construcción.

Para calcular el corte que llega al muro:

Primero se debe seleccionar el criterio para sismo a utilizar; ya definido el mismo, (en este caso el propuesto por el UBC, SEAOC) se sigue los siguientes pasos:

5.4.7.1. Categoría de destino

La categoría de destino debido al uso que se le vaya dar a la edificación, siendo el valor que lo representa (el factor de importancia) más alto si en el lugar se van a concentrar una cantidad considerable de personas, el factor de importancia va en el siguiente rango: $1 \leq I \leq 1,5$.

Tabla XXXIX. **Categoría de destino**

CATEGORÍA DE USO SÍSMICO	NATURALEZA DE: OCUPACIÓN O DESTINO	FACTOR DE IMPORTANCIA
I	Ocupación estándar y de baja peligrosidad de la estructura para la vida.	1
II	Estructuras de considerable peligrosidad para la vida. Estructuras donde hay concentraciones de personas.	1,25
III	Estructuras esenciales o alta peligrosidad.	1,50

Fuente: Código UBC-97.

5.4.7.2. Geología y características del suelo del lugar

Cada departamento del país posee características diferentes en sus suelos, así también es su reacción ante movimiento sísmicos, siendo este el motivo principal de estudio del mismo, el factor que representa esta condición es S_D .

Tipo perfil de suelo, cuando no se conozcan las propiedades del suelo, emplear:

$$S_D = \text{Espectro de aceleración de suelo Tipo D}$$

Categoría de diseño sísmico basada en aceleración de respuesta para período corto S_{Ds} y de período para 1 segundo: S_{D1}

Tabla XL. **Espectro de aceleración de respuesta del suelo**

S_{Ds}	S_{D1}	GRUPO
$0,5 \text{ g} \leq S_{Ds}$	$0,20 \text{ g} \leq S_{D1}$	D

Fuente: código UBC 1997.

5.4.7.3. Características al riesgo sísmico del lugar

Las características al riesgo sísmico a considerar según el lugar donde se desee construir, son la base para poder hacer un diseño capaz de soportar cargas horizontales y para Guatemala se debe considerar: usar $Z = 0,4$.

5.4.7.3.1. Factor de cercanía a la fuente de origen

Este valor está relacionado con el tipo de lugar de origen del sismo que el SEAOC clasifica en: A, B, C. Y para su uso en el diseño se consideran dos factores N_v y N_a que están basados según cercanía a la que se produce el sismo de las viviendas.

Para Guatemala en general tipo B, que usar:

$$N_a \text{ cercanía del vector aceleración} \quad 1 \leq N_a \leq 1,3$$

$$N_v \text{ cercanía del vector velocidad} \quad 1 \leq N_v \leq 1,6$$

5.4.7.3.2. Coeficiente de respuesta sísmica

Para determinar el coeficiente de respuesta sísmica C_a y C_v se necesita utilizar los factores de zona sísmica conjuntamente con el tipo de perfil de suelo, los cuales se utilizan para graficar el espectro de respuesta del sismo actuante. Las ecuaciones de los factores son las siguientes.

$$C_a = 0,44 N_a$$

$$C_v = 0,64 N_v$$

5.4.7.4. Sistemas estructurales: seaoc – UBC

Dentro de los sistemas estructurales dados por el seaoc-UBC están: los sistemas de muros de carga: UBC 97: y la mampostería con estructuras de altura máxima de 160 pies que es la que nos interesa y se utiliza para el diseño los siguientes factores.

$$R_d = 1,8$$

$$R_o = 2,5$$

$$R = 4,5 \quad \text{donde } R = R_d \times R_o$$

$$\Omega_o = 2,8 \quad \Omega_o = 1,1 R_o$$

Tabla XLI. Factores para mampostería

FACTOR	Muros especiales	Muros intermedios	Muros comunes	Muros simples
R	5	3,5	2,5	2
Ω_o	2,5	2,5	2,5	2,5
C_d	3,5	2,25	1,75	1,75

Fuente: código IBC para mampostería.

Donde:

R = coeficiente de modificación de respuesta = $(V_E) / (V_S)$

Ω_o = factor de sobre-resistencia del sistema

C_d = coeficiente de deflexión $C_d = (\delta_x / \delta_{xe})$

La fuerza lateral V_s es equivalente al el corte basal V_B

v_x, v_y, v_s corresponden a las fuerzas laterales.

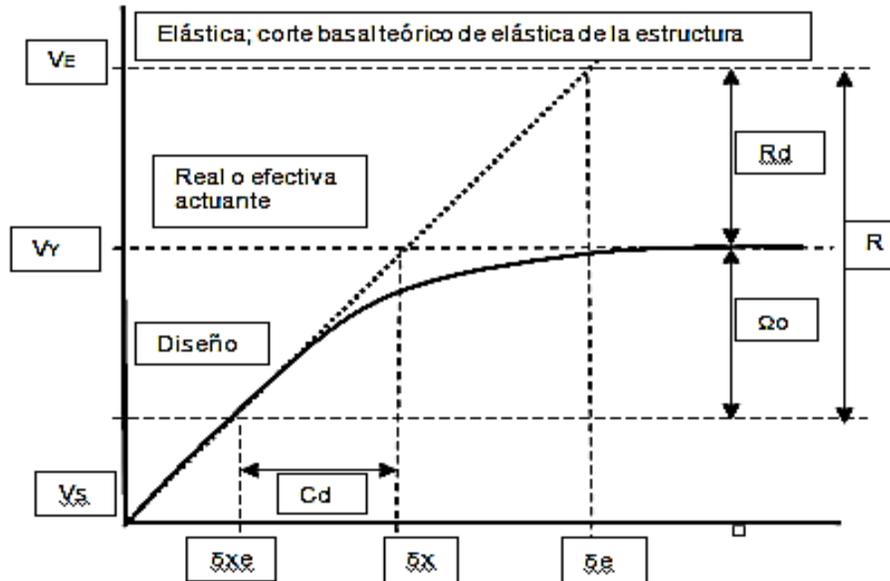
δ_{xe} desplazamiento por análisis estático por unidad de carga

$$\delta_{xe} = ((h / L)^3 + 3 (h / L)) / (t E_m)$$

δ_x desplazamiento de diseño = $(C_d \delta_{xe}) / (\text{Inercia})$

δ_e desplazamiento lateral

Figura 39. **Gráfica fuerza lateral versus desplazamiento**



Fuente: Notas mampostéricas de una Sabandija. p. 80.

5.4.7.5. **Factor de confiabilidad/redundancia**

El factor de confiabilidad ρ se considera su uso del rango siguiente $1 \leq \rho \leq 1,5$ r_{\max} = relación del corte de piso de diseño, resistido por un elemento individual, soportando la mayor fuerza de corte en el piso en relación al corte total del piso para una dirección dada.

Para muros de corte: $\rho = 2 - \frac{20}{r_{\max} \sqrt{A_B}}$ sistema inglés

$$\rho = 2 - \frac{6,1}{r_{\max} \sqrt{A_B}} \text{ sistema métrico}$$

r_{\max} = al muro de corte más importante multiplicado por:

$$\frac{10}{L_w} \leq 1 \text{ sistema inglés}$$

$$\frac{3.3}{L_w} \leq 1 \text{ sistema métrico}$$

Y dividido por el esfuerzo cortante total

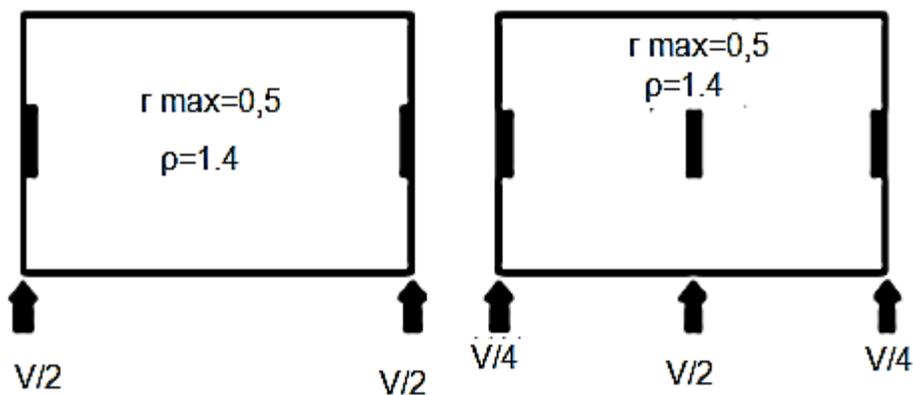
L_w = longitud del muro

$A_x=A_B$ = área de piso del nivel de diafragma inmediato por arriba del piso analizado

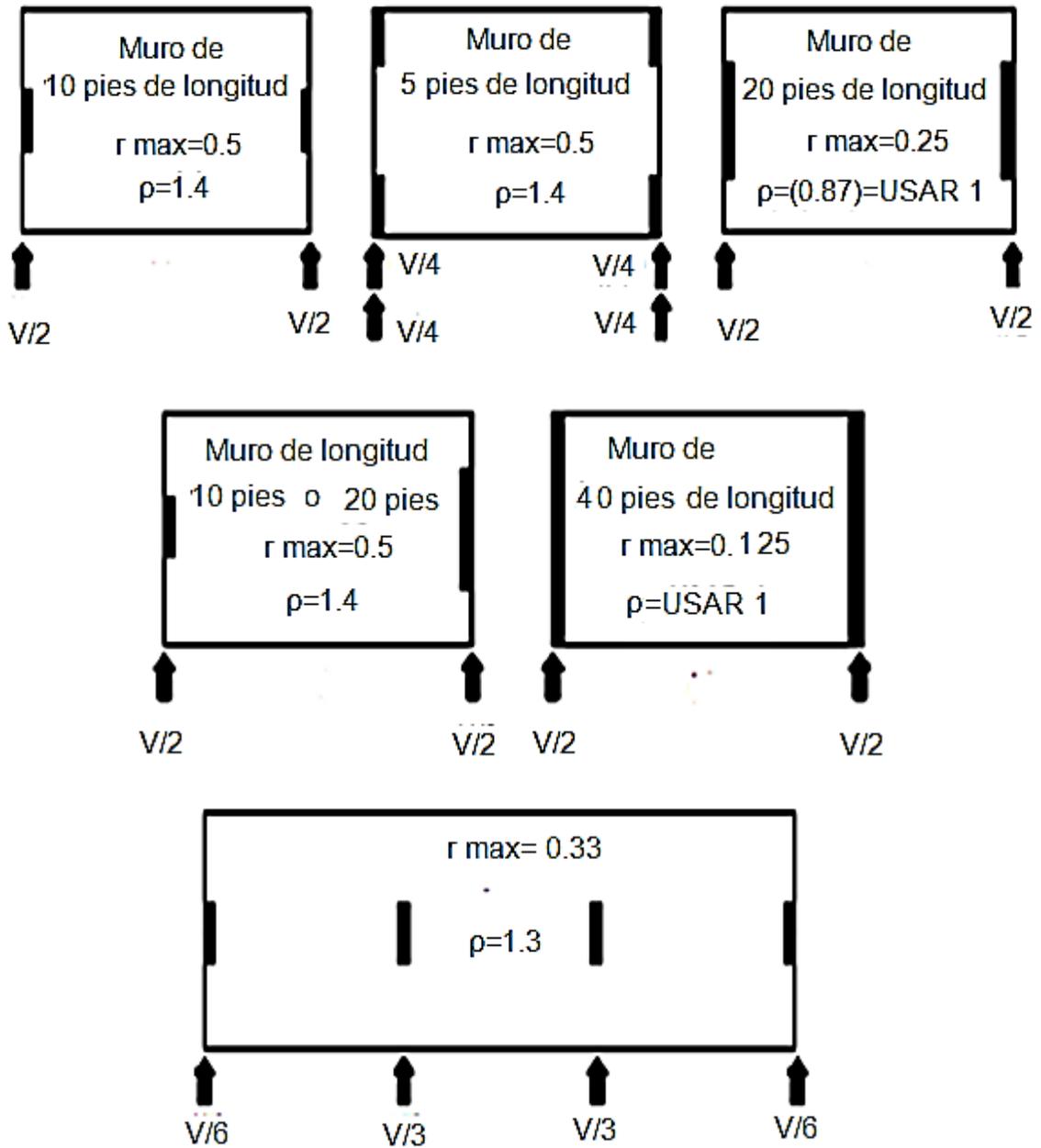
Nota:

Cuando el diafragma es flexible el valor del factor ρ , será: $1 \leq \rho \leq 1,25$

Figura 40. **Ejemplos de diafragmas flexibles y su factor ρ correspondiente**



Continuación de la figura 40.



Fuente: Notas mampostéricas de una Sabandija. p. 82.

5.4.8. Distribución y análisis de fuerzas laterales

La integridad estructural es fundamental en todo diseño, cálculo y construcción de obra civil; para nuestro caso la distribución de fuerzas sobre los muros, nos inducen a generar anclajes adecuados entre muros y entre los diafragmas horizontales y los muros, que nos permitan obtener una adecuada integridad estructural.

El IBC 06 sección 1604.8 anclajes, reza que los anclajes deberán ser provistos para resistir fuerzas de levantamiento y deslizamiento que resultan de la aplicación de las cargas prescriptas anteriormente.

5.4.8.1. Muros de hormigón y mampostería

Que provean soporte lateral en muros, el anclaje entre techo y muro deberá resistir como mínimo una fuerza horizontal de 280 libras por pie de pared y resistir la flexión entre anclajes donde el espaciamiento exceda los 4 pies.

La respuesta de las edificaciones ante terremotos severos, provoca que los diafragmas, al actuar como la masa de péndulos invertidos, generan esfuerzos en las uniones de techo o piso y muros portantes. Por ello el IBC 2006 presenta unas modificaciones a las ediciones anteriores:

- Los muros de mampostería deberán estar provistos de ancle de refuerzo con los diafragmas horizontales a todo lo largo de entre ellos. Deberá cumplir con lo estipulado por el IBC 2006 en sus secciones: 1604.8.2, 1613.5.6.1, 1613.6.1, 2109.2.1.2.

5.4.8.2. Determinación de la categoría sísmica de diseño

Donde el espectro de aceleración S_1 sea menor a 0,75, la determinación de la categoría sísmica de diseño se determinará de acuerdo a la tabla XLII (1613.5.6(1)).

Tabla XLII. **Categoría de diseño sísmico basado en período corto de aceleración de respuesta**

VALORES DE S_{DS}	CATEGORÍA DE OCUPACIÓN		
	I or II	III	IV
$S_{DS} < 0,167g$	A	A	A
$0,167g \leq S_{DS} < 0,33g$	B	B	C
$0,33g \leq S_{DS} < 0,50g$	C	C	D
$0,50g \leq S_{DS}$	D	D	D

Fuente: IBC 2006 tabla 1613.5.6.1.

Cuando se cumplan las siguientes condiciones:

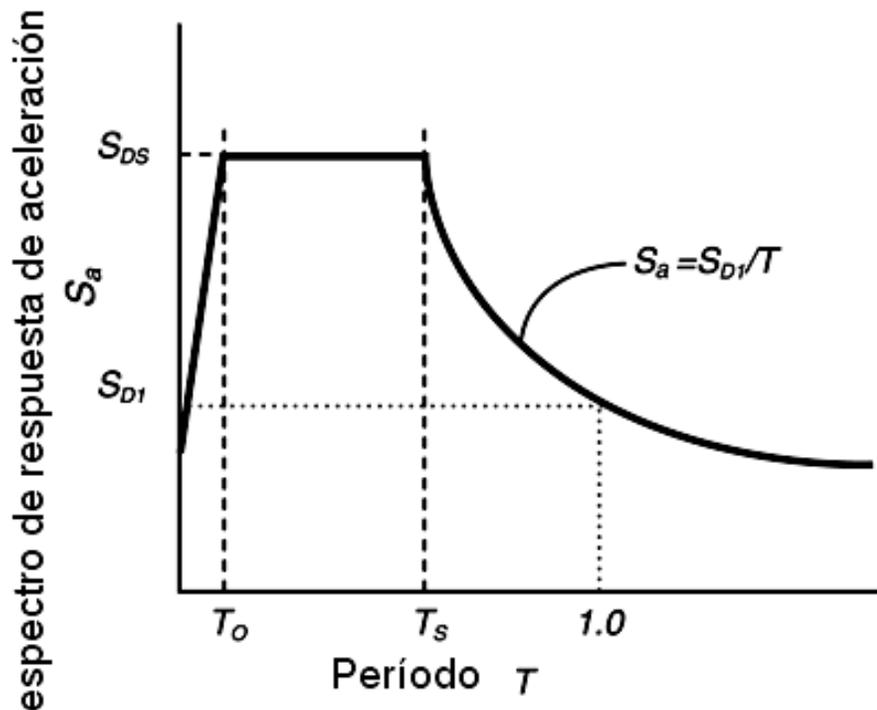
- El período fundamental aproximado de la edificación T_a en las dos direcciones ortogonales se determinará de acuerdo con el ASCE 7 Sección 12.8.2.1

$$T_a = C_t h_n^x = 0,02h_n^{0,75} \text{ sistema inglés}$$

$$T_a = 0,0488h_n^{0,75} \text{ sistema métrico}$$

Y si es menor a 0,8 Período del suelo (T_s) se determinará de acuerdo al ASCE 7 Sección 11.4.5. (T_s es para los períodos cortos, menor a 1 segundo).

Figura 41. **Gráfica espectro de respuesta de aceleración por sismo versus tiempo**



Fuente: ASCE 7 Sección 11.4.5.

- Para cada una de las dos direcciones ortogonales, la deriva de piso, se calculará con un valor menor a T_s .
- El coeficiente de respuesta sísmica C_s , se calcula con la ecuación 12.8-2 de la ASCE 7:
$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left[\frac{R}{T}\right]}$$

Dónde:

S_{DS} espectro de aceleración para períodos cortos

R factor de modificación de respuesta

I factor de importancia

- Los muros portantes de los diafragmas resistentes a corte, no deberán estar a más de 40 pies o 12 metros.

5.4.8.3. Suposiciones para diafragma flexible (12.3.1.1 de ASCE 7)

Para el análisis de diafragmas flexibles de todos aquellos elementos construidos con paneles de madera y lámina, se debe hacer o considerar cumplir los siguientes tres renglones para un diseño eficaz:

- Los *toppings* de concreto o materiales similares, con espesores menores a 1¹/₂ pulgada.
- Que los desplazamientos horizontales presentados en la tabla 1617,3 de IBC, se cumplan (ver página 152 de este documento).
- Los elementos verticales sean resistentes a fuerzas laterales, cuando son construidos con elementos livianos como madera o lámina.

5.4.8.4. Relación de diafragma máxima

Los muros de corte de mampostería deben espaciarse de modo que la relación longitud-ancho de cada diafragma, que transfiera fuerzas laterales a los muros de corte no exceda los valores dados en la tabla siguiente:

Tabla XLIII. **Relación longitud-ancho máxima de diafragmas que transfieran fuerzas laterales**

CONSTRUCCIÓN DE DIAFRAGMA DE PISO O TECHO	RELACION LONGITUD-ANCHO MAXIMA DE PANEL DE DIAFRAGMA
Hormigón fundido in situ	5:1
Hormigón pre colado o fundido (prefabricado)	4:1
Losa tipo Deck (con hormigón)	3:1
Cubierta tipo Deck (sin hormigón)	2:1
Madera	2:1

Fuente: ASCE 7 sección 12.3.11.

Anclaje de pernos B_v por corte permisible en mampostería de concreto para f'_m de 1 000 libras por pulgada cuadrada basado en ASTM A307.

Tabla XLIV. **Nomenclatura de diámetros de anclaje de pernos**

DIÁMETRO EN PULGADAS DE ANCLAJE DE PERNOS							
$\Phi^{1/4}$	$\Phi^{3/8}$	$\Phi^{1/2}$	$\Phi^{5/8}$	$\Phi^{3/4}$	$\Phi^{7/8}$	$\Phi 1$	$\Phi 1^{1/8}$
210 #	480#	850#	1 330#	1 600#	1 730#	1 850#	1 970#

Fuente: Normas ASTM A-307.

5.4.8.5. Combinación de muros

Los muros pueden resistir en forma individual los esfuerzos a los que son requeridos, pero una manera práctica es hacerlos trabajar en forma combinada.

Para ello, el procedimiento utilizado es usando la rigidez, que puede ser en paralelo (suma de las resistencias; similar a la ley de Ohm de una asociación en paralelo es igual a la inversa de la suma de las inversas de cada una de las resistencias), o en serie (es poner un elemento detrás del otro de manera que la tensión suministrada será dividida entre los elementos conectados, pero los elementos deben de ser de la misma propiedad, pues de lo contrario, las de menos resistencia ceden más que las otras.

El cortante puede ser distinto ya que se ha dicho que este se dividirá entre los elementos conectados) si falla una se pierde la continuidad.

5.4.9. Torsión

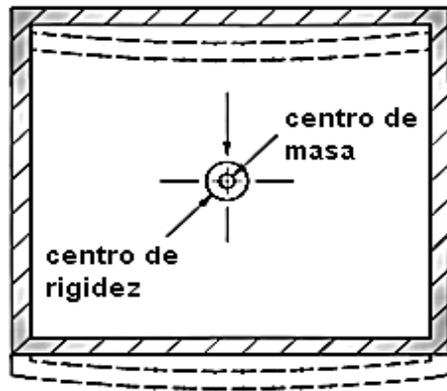
El corte que los muros soportan debido a la combinación de los diafragmas de piso y techo, son en proporción a la rigidez de los muros. Como los muros en una edificación tienen diferente rigidez, genera asimetría estructural, que induce al distanciamiento entre los centros de masa y de rigidez, agregando un par al sistema, que lleva al incremento de los efectos directos de corte y momento en los muros. Recordar que el centro de masa gira al redor del centro de rigidez, la distancia vectorial entre ellas llamada excentricidad. Una recomendación sobre la excentricidad, es que esta no sea mayor al 20 por ciento en cada sentido incluyendo en este porcentaje el 5 por ciento de excentricidad accidental.

5.4.9.1. Categorías de torsión

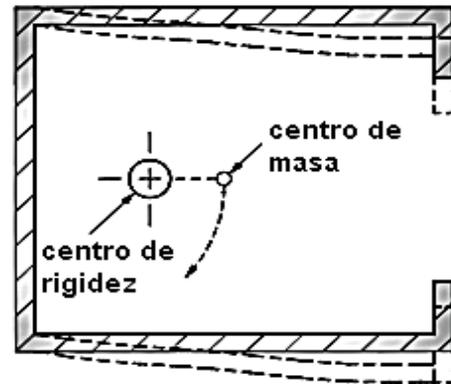
La Asociación Americana de Ingenieros Civiles (ASCE), divide la torsión en 3 categorías, esta división es debido a la forma en que actúa la torsión en cada tipo diferente de elemento y según la dirección en que se produce, y cada una se describe a continuación.

- Torsión inherente: como las edificaciones tienen aberturas verticales (puertas, ventanas) y horizontales (discontinuidad de losas), condiciones que nos generan esfuerzos torsionales importantes y severos ante cargas sísmicas. Una condición difícil de evaluar es la incidencia que los diafragmas rígidos con los menos rígidos tienen sobre los momentos torsionantes del sistema.
- Torsión accidental: en los diafragmas no flexibles tiene mayor injerencia la torsión accidental, más el grado de incertidumbre de condiciones físicas y mecánicas de los elementos constitutivos de los muros, nos llevan a considerar un desplazamiento del 5 por ciento del centro de masa real en cada sentido.

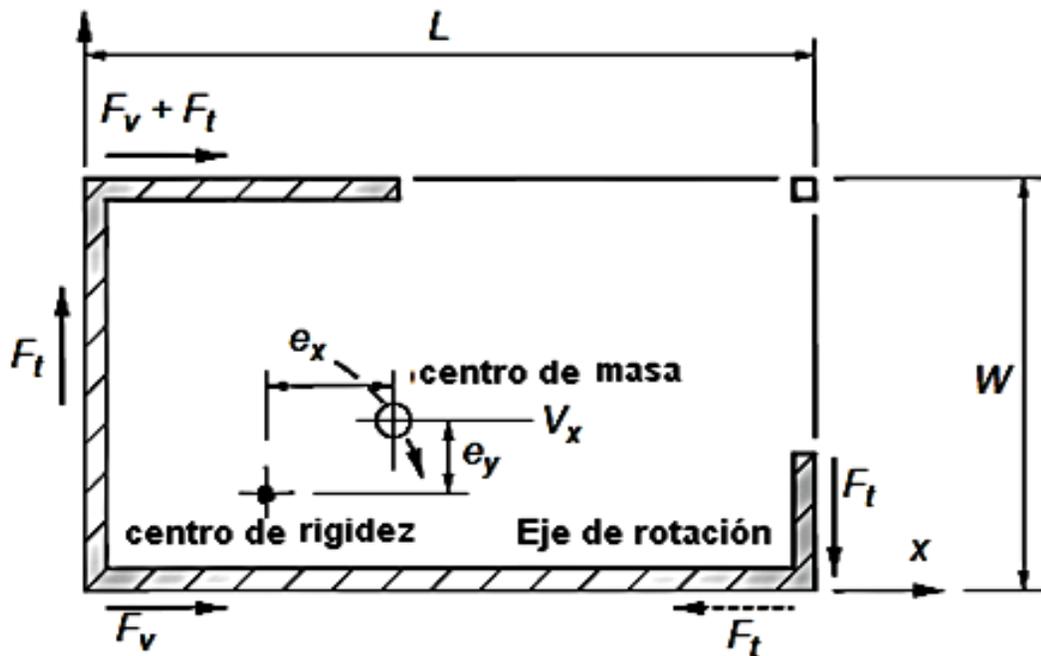
Figura 42. Ejemplos de torsión respecto de rigidez y centro de masa de las edificaciones



a. Igual deflexión de muros



b. Desigual deflexión de muros, por torsión



Fuente: Notas mampostéricas de una Sabandija. p. 99.

- Amplificación de la excentricidad accidental: esta se refiere a la configuración en planta que las edificaciones tienen, como se muestra en la figura de la sección 3.5.3 de este documento, (ASCE 7- 2005: tabla 12-3-1), de donde se toma el factor de amplificación torsional A_x .

De aquí que el momento torsional accidental (M_{ta}) se multiplica por el A_x , donde su máximo valor no será mayor a 3, en condiciones de cargas severas actuantes y de configuraciones en planta críticas.

Asumir $A_x = 1$

$$A_x = \left[\frac{\delta_{\max}}{1,2\delta_{\text{avg}}} \right]^2$$

δ_{\max} = máximo desplazamiento del nivel x.

δ_{avg} = desplazamiento valorado en un punto extremo de la estructura del nivel x.

La torsión accidental y la amplificación de la excentricidad accidental no se usan al mismo tiempo, es decir si se usa una no se utiliza la otra.

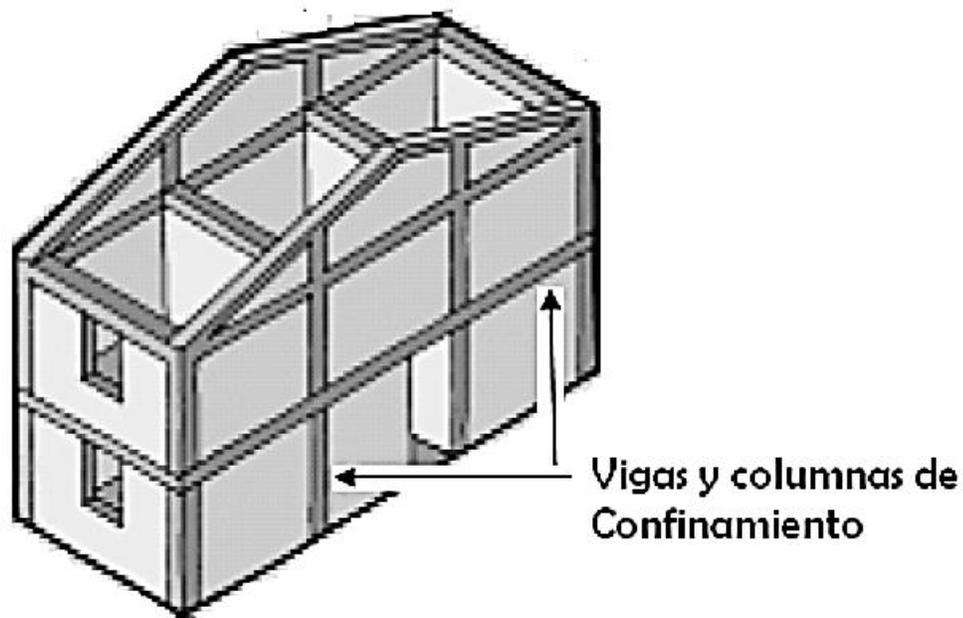
5.5. Sistema de mampostería confinada

Este tipo de sistema es el más utilizado en el país en lo que respecta a viviendas de mampostería debido a un uso de muchos años, y se ejecuta de forma empírica sin un normativo que lo rijan por lo que su estudio se desarrolla a continuación.

5.5.1. Definición

La mampostería confinada, es la que se realiza a través de la conformación de un muro que luego se confina con vigas y columnas de concreto reforzado vaciadas en sitio. El comportamiento de un muro confinado depende de: la calidad de la albañilería, las dimensiones, la cuantía de refuerzo de los elementos de confinamiento, el trabajo conjunto que se logre entre los mampostes y los elementos de confinamiento, la esbeltez y la existencia de armadura horizontal en todo el muro. Además de tener especial cuidado de no interrumpir los lazos de confinamiento, es decir vigas y columnas del marco confinante, ya que con ello, no se lograría el objeto de que trabajen como un solo elemento resistente a momentos flexionantes.

Figura 43. **Ejemplo de sistema de mampostería confinada**



Fuente: Notas mampostéricas de un Sabandija. p. 120.

Hay varios detalles, los cuales se deben cumplir para lograr un buen confinamiento, entre ellos están:

- Los elementos de confinamiento deben ser continuos, es decir que no deben interrumpirse en todo el perímetro de la construcción.
- Es preferible que los muros a construir, tengan una forma aproximadamente cuadrada, debiéndose colocar columnas intermedias de confinamiento si el muro así lo requiere.
- Se deben utilizar mampostes que garanticen calidad de resistencia a compresión, ya que el trabajo principal de los mismos es soportar estos esfuerzos inducidos en la estructura, debido a la carga gravitacional que llega hasta ellos, por lo que al utilizar los mampostes perforados, es recomendable que su porcentaje de perforaciones sea menor de un 40 por ciento.

Cuando hay grandes solicitudes de esfuerzo debido a un sismo de magnitud considerable, el comportamiento de la mampostería confinada, antes del agrietamiento diagonal, no depende de las características del marco confinante, sino mas bien es después de este agrietamiento, que la posible reserva de carga y ductilidad de la estructura sí dependan de él, especialmente la resistencia al cortante de las esquinas.

Si la resistencia al cortante del marco confinante es baja, la grieta diagonal se prolonga muy rápido sin aumento en la capacidad de carga del muro, mientras que si la esquina es resistente, si se tiene un incremento considerable en la capacidad de carga del mismo, hasta llegar a la falla por aplastamiento local, evitando así, la falla de tipo frágil. Por lo que el marco

confinante le proporciona cierta capacidad de deformación al muro haciéndolo trabajar de manera más dúctil.

El agrietamiento en los muros, puede originarse ya sea por hundimientos diferenciales en el terreno, o bien si la construcción está ubicada en un suelo expansivo, a la hora de que se sature la arcilla, también se puede provocar este tipo de fallas por el empuje que provoca el suelo en las paredes de la vivienda; otro factor importante que afecta en el agrietamiento es el uso de materiales de baja calidad, y la ausencia de confinamiento adecuado.

5.5.2. Diseño

Para la mampostería ha sido utilizado el método elástico, y es comparable al de marcos estructurales; el concreto o mampostería resisten la fuerza de compresión y el acero de refuerzo resiste la fuerza de tensión.

En el método de esfuerzos de trabajo, los límites de los esfuerzos permisibles de los materiales son establecidos en base a las propiedades del material.

Cuando los materiales son sometidos a su máximo esfuerzo permisible al diseño se le dice balanceado, y consiste en que la mampostería es sometida a su máximo esfuerzo de compresión como también el acero es sometido a su máximo esfuerzo de tensión.

El método de esfuerzos de trabajo está basado en que los esfuerzos se encuentran en el rango elástico de los materiales y cumplen los siguientes principios:

- Una sección plana antes de la flexión, permanece plana después de ella.
- Los esfuerzos son proporcionales a las deformaciones y estos a su vez son proporcionales a la distancia al eje neutro.
- El módulo de elasticidad es constante a través del miembro.
- La mampostería no tomara tensión.
- La luz de un miembro es mucho más grande comparado a su peralte.
- Los miembros son rectos y de sección uniforme.
- Los elementos de la mampostería forma un miembro homogéneo e isotrópico.

5.5.2.1. Columnas

Las columnas de mampostería son elementos estructurales que trabajan como parte de una pared (muros esbeltos), también como elementos robustos (cuando sus secciones son mayores que el ancho de la pared) unidos con mampostería. Las columnas soportan las cargas de compresión y esfuerzos por volteo.

$$\text{Muro esbelto} = H/t \geq 22$$

H= altura del elemento

t = espesor del muro

Al igual que las columnas de hormigón armado, la esbeltez, la sujeción en los extremos, son de importancia en el comportamiento de ellas.

El alto de las columnas no debe exceder de 20 veces su dimensión más pequeña. La capacidad de carga de una columna debe ser modificada por un factor de reducción en función de h/t y no debe exceder de:

$$P = A_g (0,18 f'_m + 0,65 P_g F_s) (1 - h/40t)^3$$

El porcentaje de refuerzo en las columnas de mampostería reforzada, según el IBC, no debe ser menor a $0,003 A_e$ (área efectiva), ni mayor que $0,04 A_n$ (área nominal).

El tamaño mínimo recomendado para las barras de refuerzo longitudinal es de 3/8 de pulgada o sea barras n_o.3 y el máximo es de 1 pulgada o sea n_o. 8.

Las barras de refuerzo deben ser amarradas con varillas de 1/4 de pulgada de diámetro (estribos) separándolas una distancia de no mayor de 16 veces el diámetro de las barras longitudinales, 48 veces el diámetro de las barras de amarre o la dimensión menor de la columna.

5.5.2.1.1. Columnas cortas

Los efectos de pandeo son secundarios y generalmente despreciados, ya que la capacidad de carga axial es la que gobierna, de allí que la capacidad de compresión permisible está dado por:

- Resistencia de la mampostería = $0,25 f'_m$
- Resistencia del acero: $0,65 * 0,4 f_y = 0,26 f_y$

5.5.2.1.2. Columnas esbeltas

Para estas columnas se hace uso del factor de corrección de esbeltez m , que está en función de relación de la altura entre el radio de giro, que se limita al número 99.

$$\text{Si: } \frac{h}{r} \leq 99 \rightarrow m = \left[1 - \left\{ \frac{h}{140r} \right\}^2 \right]$$

$$\text{Si: } \frac{h}{r} > 99 \rightarrow m = \left[\left\{ \frac{70r}{h} \right\}^2 \right]$$

Donde;

h= es la luz efectiva de la columna

r= es el radio de giro dado por $r = \sqrt{\frac{I}{A_e}}$

- Modificador de esbeltez: para modificar la esbeltez se debe considerar las siguientes ecuaciones.

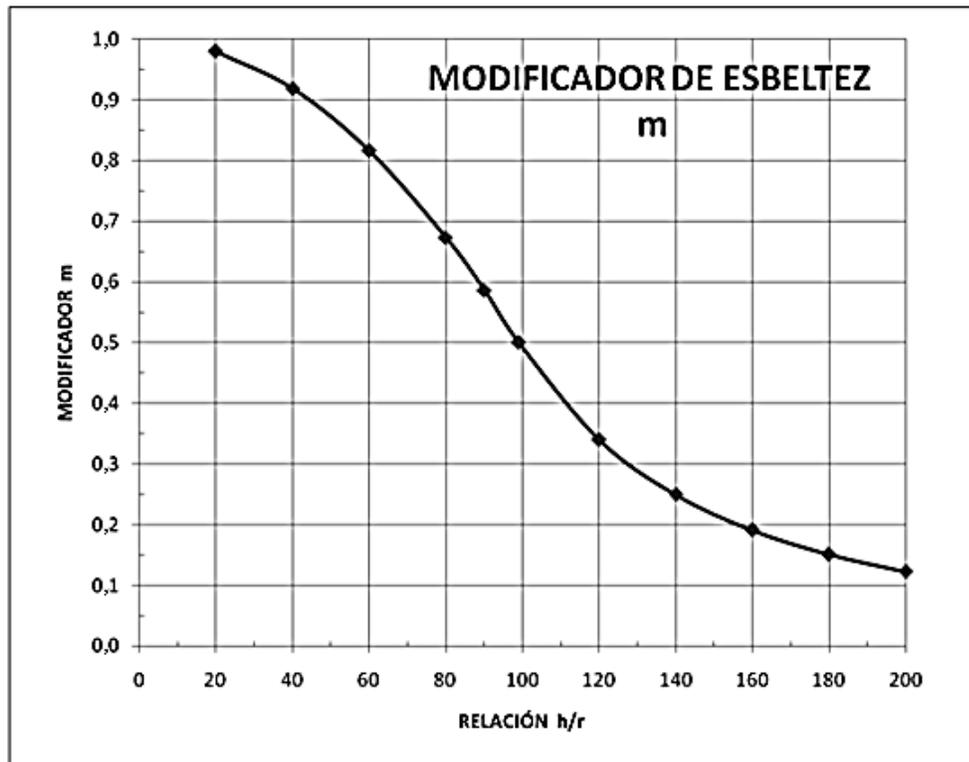
$$\frac{h}{r} \leq 99 \rightarrow m = \left[1 - \left\{ \frac{h}{140r} \right\}^2 \right] \quad \frac{h}{r} > 99 \rightarrow m = \left[\left\{ \frac{70r}{h} \right\}^2 \right]$$

Tabla XLV. **Modificadores de esbeltez**

MODIFICADOR DE ESBELTEZ m				MODIFICADOR DE ESBELTEZ m		
h/r	h/(140r)	(h/(140r)) ²	m	h/r	70 (r/h)	m= 70 (r/h) ²
20	0.1429	0.0204	0.9796	99	0.7071	0.4999
40	0.2857	0.0816	0.9184	120	0.5833	0.3403
60	0.4286	0.1837	0.8163	140	0.5000	0.2500
80	0.5714	0.3265	0.6735	160	0.4375	0.1914
90	0.6429	0.4133	0.5867	180	0.3889	0.1512
99	0.7071	0.5001	0.4999	200	0.3500	0.1225

Fuente: Notas mampostéricas de un Sabandija. p. 125.

Figura 44. Método gráfico de modificadores de esbeltez



Fuente: notas mampostéricas de un Sabandija. p. 125.

5.5.2.1.3. Compresión admisible en columnas

La compresión admisible en columnas o carga admisible, depende de las características de los materiales utilizados en ellas, tal es el caso del acero y en este caso el mamposte así también la altura del elemento. Para columnas con las siguientes relaciones utilizamos las ecuaciones a continuación detalladas:

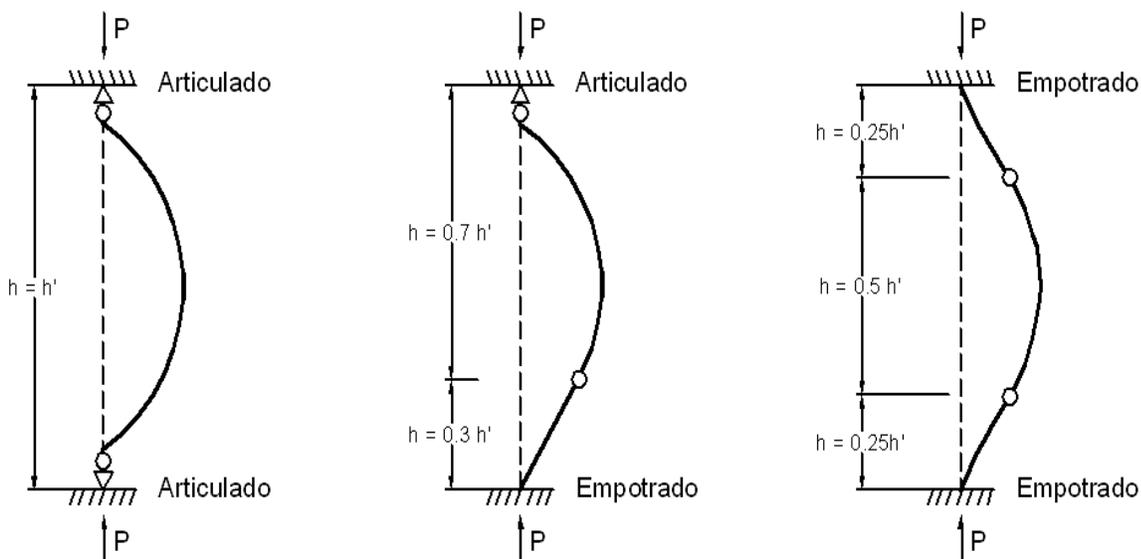
$$\frac{h}{r} < 99 \rightarrow P_a = (0,25f'_m A_n + 0,65A_{st} F_s) \left[1 - \left(\frac{h}{140r} \right)^2 \right]$$

$$\frac{h}{r} \geq 99 \rightarrow P_a = (0,25f'_m A_n + 0,65A_{st} F_s) \left[\left(\frac{70r}{h} \right)^2 \right]$$

5.5.2.1.4. Altura efectiva en columnas

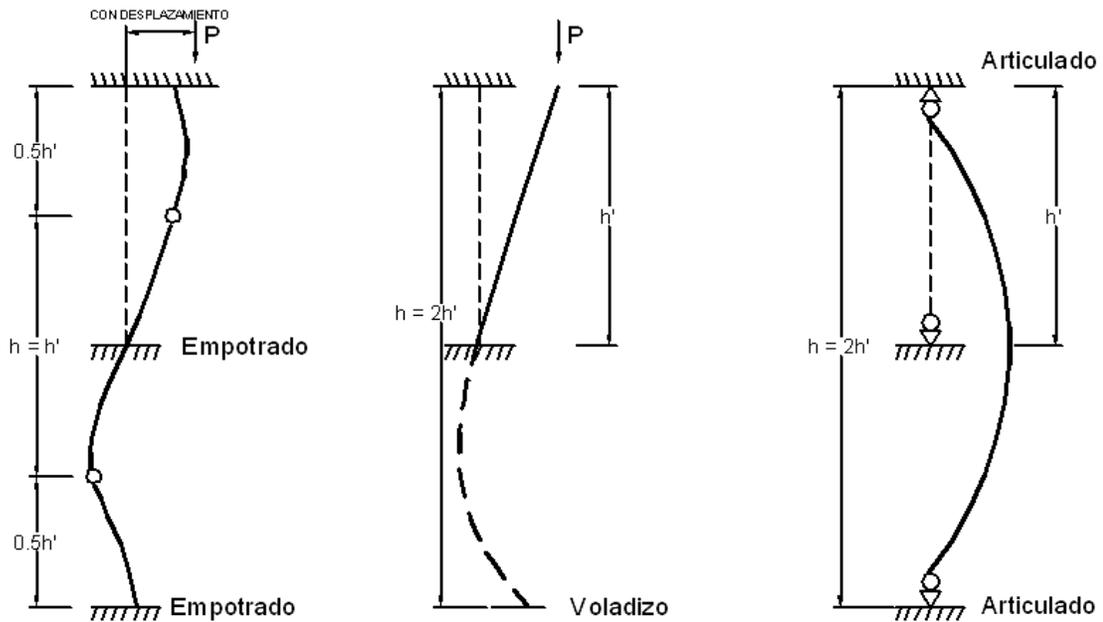
Depende de las condiciones de sujeción de los extremos de las mismas puede inducir a las mismas a tener ladeo o restringirlo, siendo por ello que esta altura efectiva, es la que define la carga de compresión admisible de la columna. La estabilidad (deformación) de las columnas se basa en la teoría de Euler.

Figura 45. **Altura efectiva sin desplazamiento horizontal**



Fuente: Notas mampostéricas de un Sabandija. p. 126.

Figura 46. **Altura efectiva con desplazamiento horizontal**



Fuente: Notas mampostéricas de un Sabandija. p. 126.

5.5.2.1.5. **Distribución de la fuerza lateral**

La fuerza lateral actúa tanto en la columna como en el muro y la distribución debe hacerse en cada uno de los ejes y en cada uno de los elementos que conforman la estructura. Y se debe considerar lo siguiente en el análisis:

$$V = Ft + n \sum_{i=1}^n Fi \quad Ft = 0.07TV \quad Ft = 0 \text{ cuando } T \leq 0,7 \text{ segundos}$$

V= corte en la base

T= período fundamental de la estructura

F_t no excederá de 0,25 del corte (V), la porción restante de la fuerza total de corte en la base, debe ser distribuida en la altura de la estructura incluyendo el nivel N , de acuerdo a la fórmula:

$$F_x = (V - F_t) \frac{W_i H_i}{\sum_{i=1}^n W_i H_i}$$

5.5.2.1.6. Requisitos generales en columnas

Las columnas que trabajan principalmente a compresión axial, deben cumplir con algunas características básicas, las cuales proporcionan una mejor funcionalidad en estos elementos y se desglosan a continuación:

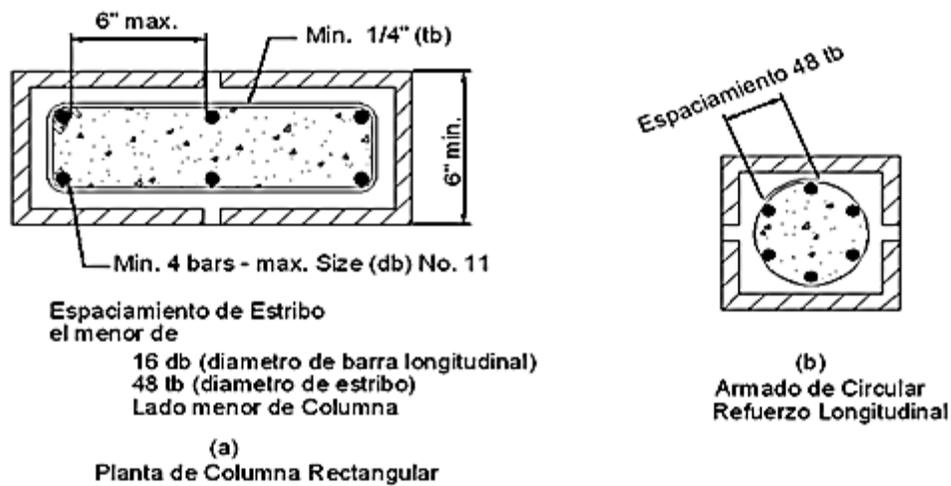
- Sobre dimensiones
 - El lado menor de la columna 8 pulgadas (20 centímetros)
 - Relación: alto efectivo a dimensión menor $\frac{H}{t} \leq 25$
 - Excentricidad mínima de diseño 0,1 veces el lado de la columna

- Sobre el refuerzo
 - Refuerzo vertical mínimo $\geq 0,0025 A_n$ (área nominal)
 - Refuerzo vertical máximo $\leq 0,04 A_n$
 - Número mínimo de varillas 4
 - Diámetro máximo de varilla # 11
 - Diámetro mínimo de estribo # $1/4$
 - Espaciamiento vertical de estribos, el menor de:
 - 16 diámetros de la varilla longitudinal
 - 48 diámetros del estribo
 - Lado menor de la columna
 - Alternar en cada esquina el dobles (135°) de los estribos

- Espaciamiento máximo de varillas longitudinales (vale para recubrimiento)
- Los estribos o eslabones podrán ubicarse con el mortero
- La separación del hierro longitudinal en columnas circulares 48 diámetros del zuncho

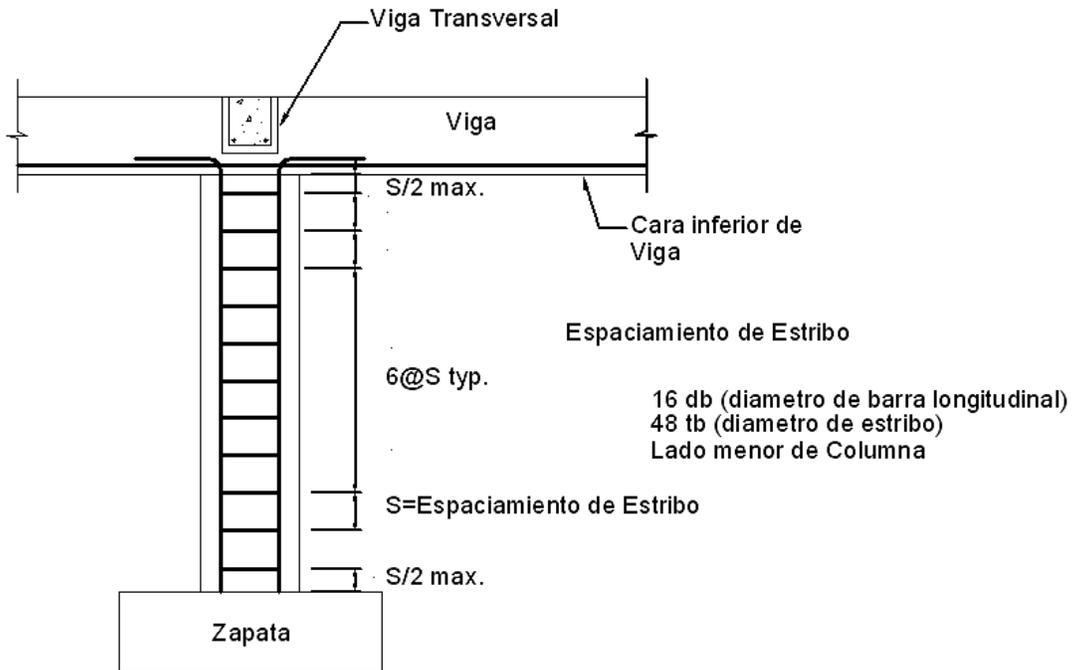
El primer estribo sobre el cimiento se colocará a una distancia menor a $\frac{1}{2}$ del espaciamiento normal, mientras que el estribo en la parte superior de la columna a $\frac{1}{2}$ separación del normal, pero medido desde el hierro inferior de la solera o viga.

Figura 47. **Ejemplos de armados de columnas y algunos requisitos**



Fuente: Notas mampostéricas de un Sabandija. p. 128.

Figura 48. **Requerimientos de estribos en columnas de mampostería**



Fuente: notas mampostéricas de un Sabandija. p. 128.

5.5.2.1.7. Columnas cargadas ligeramente

Para columnas de mampostería, se permite considerar en el diseño que se encuentran cargadas ligeramente pero esto siempre y cuando se cumpla con lo siguiente, debido a que sería peligroso considerarlo en otros casos.

- Sea para techos de *carport*, porches o similares
- Cuando el máximo de área a soportar sea menor a 450 pies cuadrados
- El sistema techo con columnas resistan la acción sísmica

Las columnas de mampostería, como mínimo serán:

- Provistas de hierro número 4
- Todas las celdas se llenaran de *grout*
- La altura máxima será menor a 12 pies

5.5.2.2. Soleras

Las fuerzas a flexión producen componentes que actúan unas a tensión y otras a compresión (tensión a un lado de la fibra neutra y compresión al otro lado). Una viga de mampostería es poco eficaz como elemento sujeto a flexión, ya que la resistencia de la mampostería a tensión es una pequeña fracción de su resistencia a compresión. Por esto es que se colocan barras de acero de refuerzo en el lado de la tensión, tan próximas a la fibra externa de tensión como sea posible. Dichas barras deben ir recubiertas de concreto para su protección.

La mampostería resiste fuerzas de compresión, y el acero de refuerzo resiste la tensión producida por los momentos flectores. El diseño de una viga de mampostería reforzada es similar al diseño de una viga de concreto reforzado, por esfuerzo de trabajo.

5.5.2.3. Muros

Los muros actúan como de carga y son los que soportan cargas verticales además de su propio peso, en su diseño requieren de pilastras o columnas, contribuyendo a mejorar la resistencia. Los muros de carga pueden ser macizos (ladrillo, tayuyo) o con cámara de aire (ladrillo perforado y tubular, block) presentando los de este último tipo la ventaja de que el aislamiento

proporcionado por el espacio vacío incluido en el muro da lugar a que el interior del edificio se atenúen las variaciones de la temperatura ambiente y también a que el propio muro resulte casi impermeable a la humedad, así facilita el refuerzo por medio de pines. Cuando f_a es mayor a F_a , lo recomendable es cambiar la sección del muro.

5.6. Sistema de mampostería reforzada

Este sistema constructivo, no es muy usado en el país, pero en los últimos años ha ido ganando gran terreno de aplicación y estudio, y para su comprensión y conocimiento se desglosa este sistema constructivo en los siguientes temas.

5.6.1. Definición

Es la forma de construcción en la cual el refuerzo actúa en conjunto con la mampostería para resistir fuerzas verticales y horizontales que llegan hasta ella. Este sistema permite que las celdas de los bloques puedan ir rellenas con *grout*, ya sea en todas o bien solo las celdas en las cuales está el acero estructural de refuerzo.

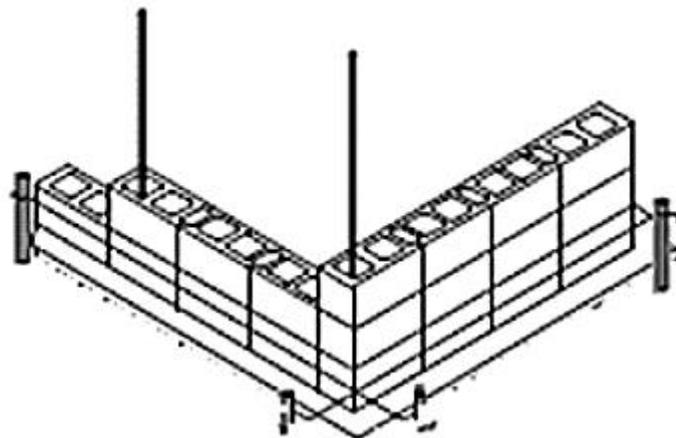
El sistema reforzado (pineado), presenta la ventaja de ahorrar en formaletas, ya que las barras de acero se colocan de forma vertical dentro de las celdas donde son fundidas con *grout* y el acero horizontal va en las juntas donde se coloca el mortero de pega.

Para garantizar un comportamiento sísmico resistente, los materiales deben ser capaces de disipar la energía que libera el sismo, la cual es transformada en esfuerzos de corte o flexión que llegan hasta los muros, pero esto se ve

afectado por la falta de control de calidad en los materiales y si a esto se le suma la deficiencia en la mano de obra para la colocación del refuerzo y el llenado adecuado de los huecos, el resultado puede ser muy negativo, lo anterior evidencia que la supervisión de la obra debe ser constante, elaborada y detallada por parte del ingeniero o constructor con vasta experiencia.

Al trabajar el sistema de mampostería reforzada interiormente, se hace necesario que la mano de obra sea calificada, ya que las dimensiones con las que se trabajan, son precisas, por lo cual el tamaño de la sisa vertical, debe realizarse con la mayor exactitud posible, con el objeto de que los agujeros donde irá colocado el acero vertical queden libres para fundirlos adecuadamente.

Figura 49. **Ejemplo de sistema de mampostería reforzada interiormente**



Fuente: Vivienda de Interés Social. Inventario de Sistemas Constructivos. Colombia. p. 36.

5.6.2. Diseño

Para el diseño de viviendas en mampostería reforzada se presentan las siguientes recomendaciones para cada uno de elementos que conforman la estructura:

5.6.2.1. Muros

Los muros reforzados se caracterizan por llevar el refuerzo en el interior de la albañilería. Este refuerzo está generalmente distribuido a lo largo de la altura del muro (refuerzo horizontal) como de su longitud (refuerzo vertical).

Estos muros requieren de la fabricación de unidades especiales, con agujeros donde se pueda colocar el refuerzo vertical; en tanto que dependiendo del diámetro del refuerzo horizontal, éste se coloca en los canales realizados a cada unidad, colocar un acero menor a menor distancia, o en la junta horizontal (cuando el diámetro es menor o igual a 1/4"). El diámetro del refuerzo horizontal depende de la magnitud de la fuerza cortante que tiene que ser soportada íntegramente por el acero.

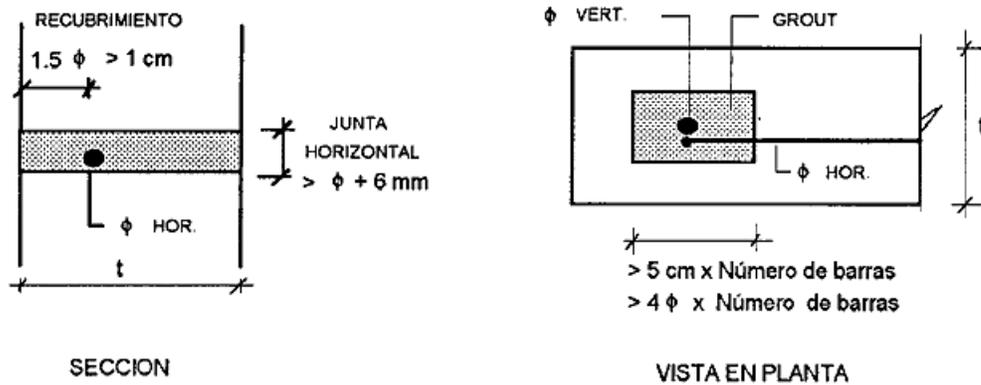
5.6.2.2. Refuerzo

El refuerzo de los muros de mampostería reforzada, debe cumplir con las normas de calidad del material como lo es el valor de f_y dependiendo lo requerido, y además para su utilización debe satisfacer los siguientes requisitos mínimos:

- El recubrimiento de la armadura debe ser mayor que 1,5 veces el diámetro de la barra, y no debe ser menor de 10 milímetros.

- El espesor del mortero en las juntas horizontales no debe ser menor al diámetro de la barra horizontal (alojada en la junta) más 6 milímetros.
- El diámetro, o dimensión mínima, de los agujeros del mamposte debe ser 5 centímetros por cada barra vertical, o 4 veces el diámetro de la barra por el número de barras alojadas en el agujero.
- La cuantía mínima del refuerzo total debe ser 0,0015; no menos de 2/3 del refuerzo total debe repartirse horizontalmente. Esto es: $\rho_h (\text{mín}) = 0,001 = A_s / (s t)$. Por ejemplo, para un muro de espesor $t = 14$ centímetros y empleando 1 barra de diámetro (\emptyset) de $\frac{1}{4}$ de pulgada ($A_s = 0,32$ centímetros), el espaciamiento máximo resulta $s = 0,32 / (0,001 \times 14) = 22$ centímetros.
- En todos los bordes del muro y en las intersecciones de los muros ortogonales, debe colocarse el refuerzo mínimo de tres o cuatro varillas de $\frac{3}{8}$ de pulgada dependiendo el caso de intersección. Además, en los bordes de toda abertura que exceda los 60 centímetros se colocará 2 barras de $\frac{3}{8}$ de pulgada de diámetro, o su equivalente a 1 barra de $\frac{1}{2}$ pulgada de diámetro (\emptyset).

Figura 50. **Recubrimientos y dimensiones mínimas de los agujeros de mamposte**



Fuente: Ángel San Bartolomé. Construcciones de mampostería, comportamiento sísmico y diseño estructural, Universidad Católica del Perú, 1994. p. 10.

- El refuerzo horizontal debe ser continuo en toda la longitud del muro y anclado en sus extremos.
- El espaciamiento máximo del refuerzo, vertical u horizontal, debe ser 90 centímetros o 6 veces el espesor del muro.
- Por lo menos en cada extremo del muro, cada 3 metros y en las intersecciones ortogonales de los muros, debe colocarse 1 barra de 3/8 de pulgada (\emptyset) en 2 alveolos consecutivos (una barra en cada alveolo).
- La cuantía total de refuerzo ($p_v + p_h$) debe ser como mínimo 0,002 y ninguna de las 2 cuantías debe ser menor a 0,0007.
- En estas normas se especifica llenar los agujeros con grout de resistencia mínima $f_c = 140$ kilogramos por centímetro cuadrado, y

utilizar como longitud de traslape 60 veces el diámetro de la barra. Existiendo mayor experiencia sobre muros armados en el extranjero, se recomienda tomar 0,001 como cuantía mínima de refuerzo horizontal o vertical, llenando con grout todos los agujeros de los bloques, en previsión de fallas frágiles por concentración de esfuerzos de compresión que se generan en los bloques vacíos.

- En cuanto al concreto o mortero fluido (*grout*) a vaciar en los agujeros, su consistencia debe ser similar a la de una sopa espesa, con un revenimiento (*slump*) comprendido entre 8 y 11 pulgadas. La intención de emplear este gran revenimiento es que el concreto pueda circular y llenar todos los intersticios del muro, para de este modo favorecer la integración entre el refuerzo y la albañilería.

Figura 51. **Ejemplo de revenimiento del concreto fluido**

Revenimiento del mortero fluido (grout).



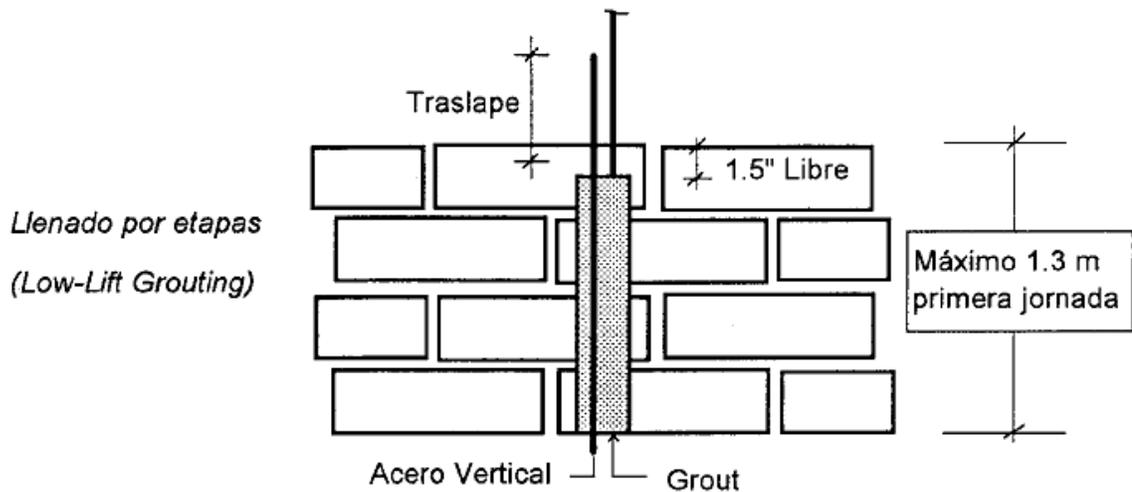
Fuente; Ángel San Bartolomé. Construcciones de mampostería, comportamiento sísmico y diseño estructural, Universidad Católica del Perú, 1994. p. 11.

- Dependiendo del tamaño que tengan los agujeros de la unidad, el *grout* a emplear clasifica en:
 - Mortero fluido, usado cuando los huecos son pequeños.
 - Concreto fluido, utilizado cuando los huecos son grandes, la diferencia entre el concreto fluido y el mortero fluido está en los agregados; mientras que en el concreto fluido se emplea pedrín de 3/8 de pulgada más arena gruesa, en el mortero fluido el agregado es sólo arena gruesa.

- En cuanto al proceso de vaciado del grout, antiguamente se rellenaban los agujeros conforme se levantaban las hiladas empleando el mortero de las juntas; sin embargo, se creaban muchas juntas frías por el tiempo que transcurría entre la construcción de hiladas consecutivas y también porque las unidades son absorbentes. Actualmente se emplean 2 procesos de vaciado:
 - Llenado por etapas

En este proceso se construye el muro hasta la mitad del entrepiso (1,3 m). Al día siguiente se vacía el *grout* hasta alcanzar una altura de 1,5 pulgadas por debajo del nivel superior del muro (para crear una llave de corte, ver figura), dejando que el refuerzo vertical se extienda una longitud igual a la de traslape; luego, se construye la mitad superior, repitiendo el proceso.

Figura 52. **Ejemplo de forma correcta de fundición de muro reforzado**



Fuente: Ángel San Bartolomé. Construcciones de mampostería, comportamiento sísmico y diseño estructural, Universidad Católica del Perú, 1994. p. 33.

- Llenado continuo

Este proceso se recomienda para un avance rápido de la obra y también porque así se elimina la posibilidad de formación de juntas frías en la mitad de la altura del entrepiso. En este proceso se levanta la albañilería de todo el entrepiso; luego, estando colocado el refuerzo vertical, se vacía el *grout* hasta 1,3 metros de profundidad, de manera que llegue hasta la mitad de la hilada central para crear una llave de corte. Posteriormente, se espera un tiempo prudencial, entre 15 a 60 minutos, de manera que el *grout* tenga tiempo para asentarse y también para evitar posibles roturas de las unidades por la presión hidrostática del *grout*. Finalmente, se procede con el vaciado de la mitad superior del muro (ver figura siguiente).

Figura 53. **Ejemplo llenado continuo de los agujeros del muro reforzado**



Fuente: Ángel San Bartolomé. Construcciones de mampostería, comportamiento sísmico y diseño estructural, Universidad Católica del Perú, 1994. p. 34.

En el caso que la albañilería sea parcialmente rellena (con *grout* sólo en los agujeros que contengan refuerzo vertical), es conveniente rellenar previamente a media altura todos los bloques que no contengan refuerzo y que correspondan a la última hilada; el objetivo de esta operación es crear llaves de corte entre el techo y la última hilada, así como evitar que el concreto del techo (o solera) se desperdicie en el interior del muro.

Cabe recalcar que el empleo de muros reforzados parcialmente rellenos no es recomendable en zonas sísmicas.

Figura 54. **Ejemplo de muro parcialmente relleno (únicamente donde existe acero de refuerzo)**

Albañilería parcialmente rellena. Nótese el relleno a media altura de los bloques de la última hilada.



Fuente: Ángel San Bartolomé. Construcciones de mampostería, comportamiento sísmico y diseño estructural, Universidad Católica del Perú, 1994. p. 34.

5.7. Losa tradicional

La losa tradicional es la más utilizada en el país, se considera segura y se ha desarrollado un proceso constructivo muy apropiado si se toman las consideraciones siguientes.

5.7.1. Definición

Son planos en los que una de sus dimensiones es mucho menor que sus otras dos y reciben cargas predominantes en la dirección perpendicular de su plano, su misión principal es recibir directamente las cargas que actúan sobre los mismos para transferirlos a las vigas.

La principal función de una losa es recibir las cargas aplicadas y transmitir las, de igual modo que hace con su peso propio, al resto de la estructura.

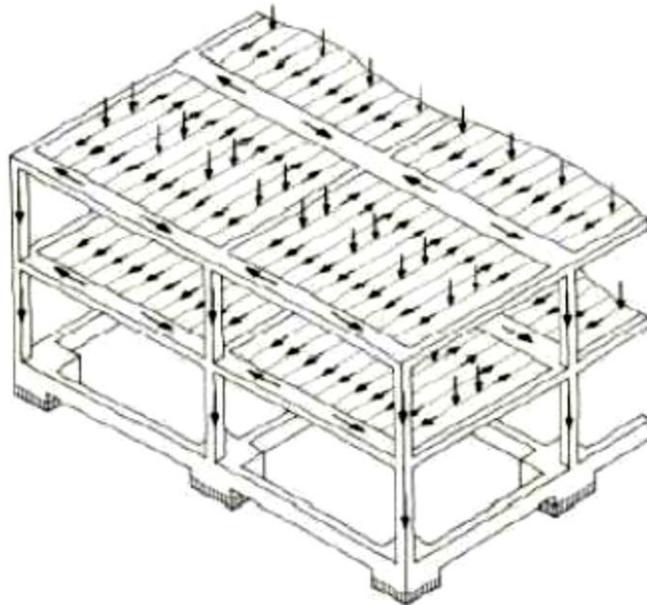
La diferencia básica entre una losa unidireccional y una bidireccional:

- La losa bidireccional, sus cargas, se transmiten a través de sus propios nervios a las vigas de borde y de esta a los pilares.
- La losa unidireccional, sus cargas, son transmitidas directamente a los pilares, siguiendo todas las direcciones posibles.

A través de los pilares las cargas llegan, en ambos casos a la cimentación. El esquema de flujo de cargas para forjado bidireccional y unidireccional.

Además de soportar las acciones verticales, la losa debe absorber las fuerzas horizontales actuantes sobre la estructura.

Figura 55. **Ejemplo de fuerzas actuantes en una losa**



Fuente: Ruth Melissa Cuyún Gaitán. Losa prefabricada sin bovedilla, su aplicación en arquitectura. USAC 2009. p. 5.

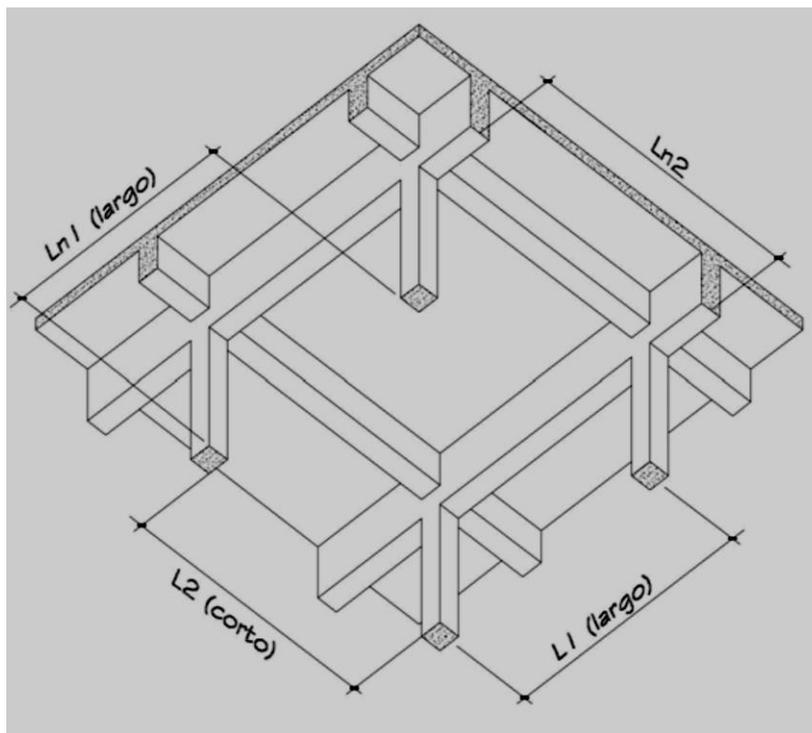
5.7.2. Losa de concreto con refuerzo principal en dos direcciones soportadas por vigas y columnas

Las losas de concreto con refuerzo principal en dos direcciones, soportadas por vigas y columnas de concreto, son básicamente placas planas con vigas que proporcionan mayor rigidez a las franjas de columnas y mayor superficie de transmisión de esfuerzo de corte a las columnas, debido a esto, este sistema puede soportar mayores cargas vivas, y puede formar parte de un sistema de marcos rígidos que proporcionen la resistencia estructural a cargas laterales así como las originales por vientos y sismos.

La limitación de la modulación en planta de cada tablero de losa en este sistema, es que el lado largo no exceda por dos veces el lado corto.

Los límites de luces según criterios de economía oscilan de 4,60 a 12,20 metros, mientras que las luces para lograr mayor eficiencia estructural bajo normas están entre 6,10 y 7,60 metros.

Figura 56. **Ejemplo losa soportada por vigas y columnas**



Fuente: Ruth Melissa Cuyún Gaitán. Losa prefabricada sin bovedilla, su aplicación en arquitectura. USAC 2009. p. 15.

5.7.3. Tipos

La losa es un sistema en el cual se construyen los elementos en el sitio; o los elementos son construidos en distinto lugar llamándose prefabricados, losas mixtas con elementos prefabricados y fundidos en el sitio como las losas de entrepiso.

Así también un entrepiso debe poseer las siguientes propiedades: espesor mínimo, impermeable, aislante, resistencia al fuego. Se distinguen tres tipos:

- Losas realizadas en obra: es el sistema más sencillo, es la losa maciza, se realiza una formaleta que cubre toda el área, la armadura de refuerzo es sencilla y de fácil colocación junto con el concreto; es una buena solución como aislante acústico.
- Losa semiprefabricada: utilizan prefabricadas de concreto armado; en la obra se funde la losa que cubre toda la parte superior y proporciona la superficie del piso.
- Losa prefabricada: disminuye las operaciones de construcción a pie de obra, consiste en unas viguetas prefabricadas que una vez colocadas se unen unas a otras paralelamente, ya sea directamente o por otros elementos como pequeñas losas que se apoyan en las viguetas.

Las losas de concreto reforzado tipo convencional o construidas en obra se dividen en dos. Las cuales son definidas, según su forma de actuar.

- Las primeras son las losas de concreto reforzado principal en una dirección las cuales constituyen uno de los sistemas estructurales más comunes. Se apoyan en vigas de concreto que, a su vez, son soportadas por vigas principales apoyadas en columnas.
- El segundo tipo de losa convencional son las que tienen refuerzo principal en dos direcciones, soportadas por vigas que proporcionan mayor rigidez a las franjas de columnas, mayor superficie de transmisión de esfuerzo de corte a las columnas.

5.7.4. Diseño

Los requerimientos de diseño para sistemas de piso suspendidas de concreto colado en el lugar son cubiertos por ACI 318Y ACI 421.1R. Las losas sobre plataformas metálicas y sobre concreto prefabricado son sistemas híbridos que involucran requerimiento de diseño establecido por *el American National Standards Institute (ANSI)*, *el American Society of Civil Engineers (ASCE)*, *el American Institute of Steel Construction* y *el American Precast/Prestressed Concrete Institute*, además de aquellos establecidos por ACI 117.

5.7.5. Concreto

Debe emplearse concreto con resistencia mínima $f_c=175$ kilogramo por centímetro cuadrado, haciendo los estudios correspondientes a los materiales que conforman la mezcla para alcanzar la resistencia deseada. Existen empresas que venden concretos premezclados de calidad como opción si se cuenta con la capacidad de solventar el gasto.

5.7.6. Refuerzo

Lo conforma la estructura de acero que sirve para darle flexibilidad al elemento, lo cual junto con el concreto trabajan con armonía logrando así resistir cargas verticales y horizontales tales como los sismos.

5.7.6.1. Diseño de acero de refuerzo

El refuerzo en las losas, se calcula como si fuera una viga, usando el ancho unitario de 1,00 metro, se coloca en ambos sentidos para actuar ante momentos y el peralte actúa ante cortante, el procedimiento a seguir es el siguiente:

- Cálculo del peralte efectivo

$$d = t - \text{rec} - \frac{\phi}{2}$$

- Cálculo de límites de acero

Área de acero mínimo: el área de acero mínimo ($A_{s_{\min}}$) en una losa que trabaja en un sentido, se calcula como el 40 por ciento del área de acero de una viga, usando un ancho unitario de 1,00 metro.

$$A_{s_{\min}} = 0,4 \frac{14,1}{f_y} b * d$$

Pero dado que todas las losas de la estructura trabajarán en dos sentidos, el área de acero mínima sometida a flexión está dada por la siguiente ecuación:

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,8 * \sqrt{f_c}}{f_y} * b * d \geq \frac{14}{f_y} * b * d$$

Con el área de acero mínimo, se calculó un espaciamiento (S), considerando una varilla n.º 3 que tiene un área de 0,71 centímetro cuadrado. El espaciamiento está dado por $S_e = A_v/A_s$

Tomando en cuenta que el espaciamiento de la armadura en las secciones críticas no debe exceder de 2 veces el espesor de la losa según el ACI 318-05 capítulo 13, sección 13.3.2

Chequear el espaciamiento máximo $S_{e_{\max}} = 2t$

- Cálculo de áreas de acero

Para los momentos menores a M_{sop} se usa el $A_{s_{\min}}$ y para los momentos mayores que el M_{sop} se calcula el área de acero con la siguiente ecuación:

$$A_s = \left[b * d - \sqrt{(b*d)^2 - \frac{M * b}{0,003825 * f_c}} \right] * \left[\frac{0,85 * f_c}{f_y} \right]$$

- Revisión por corte

Todas las losas están sometidas a esfuerzos de corte, los cuales deben de ser resistidos por los materiales que las conforman. En este caso, por el tipo de losa que se utiliza, dichos esfuerzos deben resistirse únicamente por el concreto; por tal razón, se debe chequear si el espesor de la losa es el adecuado. El procedimiento es el siguiente:

Cálculo del corte máximo actuante:

$$V_{\max} = \frac{C U_u * L}{2}$$

Comparación de $V_r > V_{\max}$

Esta comparación sirve para chequear si el espesor t de la losa, es el adecuado, caso contrario se procede a aumentar t .

5.8. Gradadas

En las viviendas de mampostería se utilizan varios tipos de gradadas, pero las más utilizadas son las de concreto reforzado, y algunas de las características en el diseño son las descritas a continuación.

5.8.1. Definición

Conjunto de escalones que conforman un sistema que conecta un nivel inferior con un nivel superior, para permitir el acceso de las personas, existen de concreto, metálicas, madera y otros materiales que resistan el peso y el desgaste que sufren con su uso las mismas.

5.8.2. Diseño

Las escaleras son elementos que se diseñan como losas macizas unidireccionales por metro de ancho y el modelo matemático es el de una viga simplemente apoyada con carga uniforme; también aquí el esfuerzo de cortante es tan pequeño que la escalera generalmente no necesita estribos. El análisis de carga contemplara el peso propio, los peldaños, el acabado superior e inferior y las barandas. La carga viva para viviendas multifamiliares es de 0,3

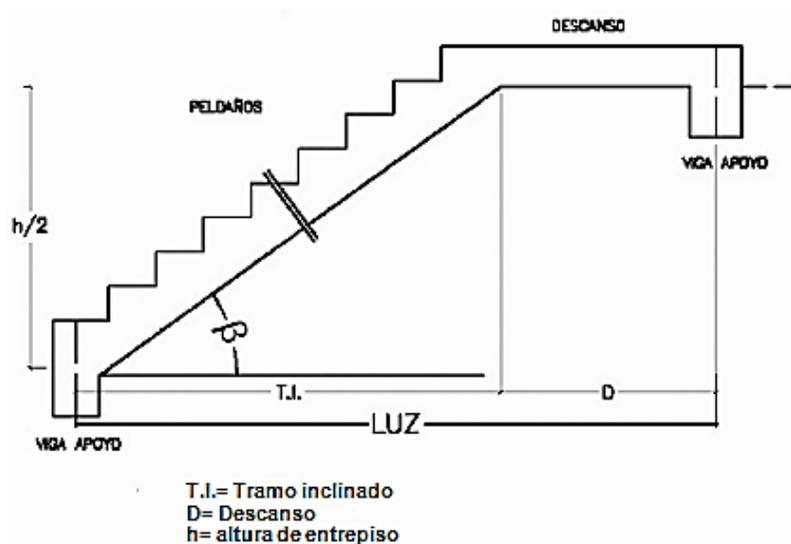
tonelada por metro cuadrado de acuerdo a las NSR-98, en razón a que en un momento de emergencia la gente se aglomeraran en ellas tratando de evacuar.

El procedimiento a seguir es el siguiente:

- Se escoge el espesor $h = L/20$
- Se hace al análisis de carga
- Se analiza la losa (análisis de corte y momentos)
- Se diseña a flexión y se chequea el cortante

Para el análisis de carga se deberá proyectar la carga sobre la superficie inclinada a través de la descomposición rectangular de las fuerzas aplicadas $F/\cos B$, siendo B el ángulo de inclinación de la escalera.

Figura 57. **Ejemplo partes de una estructura de gradas de concreto reforzado**



Fuente: Vivienda de Interés Social. Inventario de Sistemas Constructivos. Colombia. p. 61.

5.8.2.1. Concreto

Debe emplearse concreto con resistencia mínima $f_c = 175$ kilogramo por centímetro cuadrado, haciendo los estudios correspondientes a los materiales que conforman la mezcla para alcanzar la resistencia deseada.

5.8.2.2. Refuerzo

Se debe considerar que las gradas trabajan como una losa en un sentido, por lo que se utilizara como refuerzo hierro corrido sin necesidad de rieles y bastones, utilizando como mínimo acero de 3/8 de pulgada.

6. COMPARACIÓN DE DISEÑO ELABORADO CON NORMATIVOS DE OTROS PAISES Y DISEÑO ELABORADO CON LA NORMA PROPUESTA PARA LA REGIÓN DE SUCHITEPÉQUEZ

Este capítulo servirá para la comprensión adecuada de un diseño de mampostería confinada resistente a sismos, a través del análisis de una vivienda propuesta utilizando las recomendaciones dadas en los capítulos anteriores.

6.1. Diseño de vivienda con norma propuesta

El diseño siguiente se realiza utilizando la propuesta de normas de diseño, como ejemplo de cómo se debería aplicar para lograr una vivienda de calidad sismo-resistente.

6.1.1. Análisis vivienda de mampostería confinada

Para este ejemplo, se utilizará el diseño de mampostería confinada debido a que es la más utilizada en la zona de subducción del país, y servirá como una buena referencia de comparación para los relacionados al ámbito de la construcción.

6.1.1.1. Centro geométrico

Como primer paso, se analiza la geometría del diseño arquitectónico de la vivienda, encontrando el centro geométrico que depende únicamente de sus dimensiones en planta.

Primer piso y segundo piso:

$$X = 4 \text{ m} \quad Y = 14,35/2 = 7,175 \text{ m}$$

6.1.1.2. Centro de rigidez

Como segundo paso se analiza el centro de rigidez de la vivienda propuesta, que para su obtención se debe considerar la rigidez de cada elemento de la estructura y la distancia de estas rigideces hacia un punto propuesto.

Ecuación:

$$X_{cr} = \frac{\sum(Ry \cdot X)}{\sum Ry}$$

$$Y_{cr} = \frac{\sum(Rx \cdot X)}{\sum Rx}$$

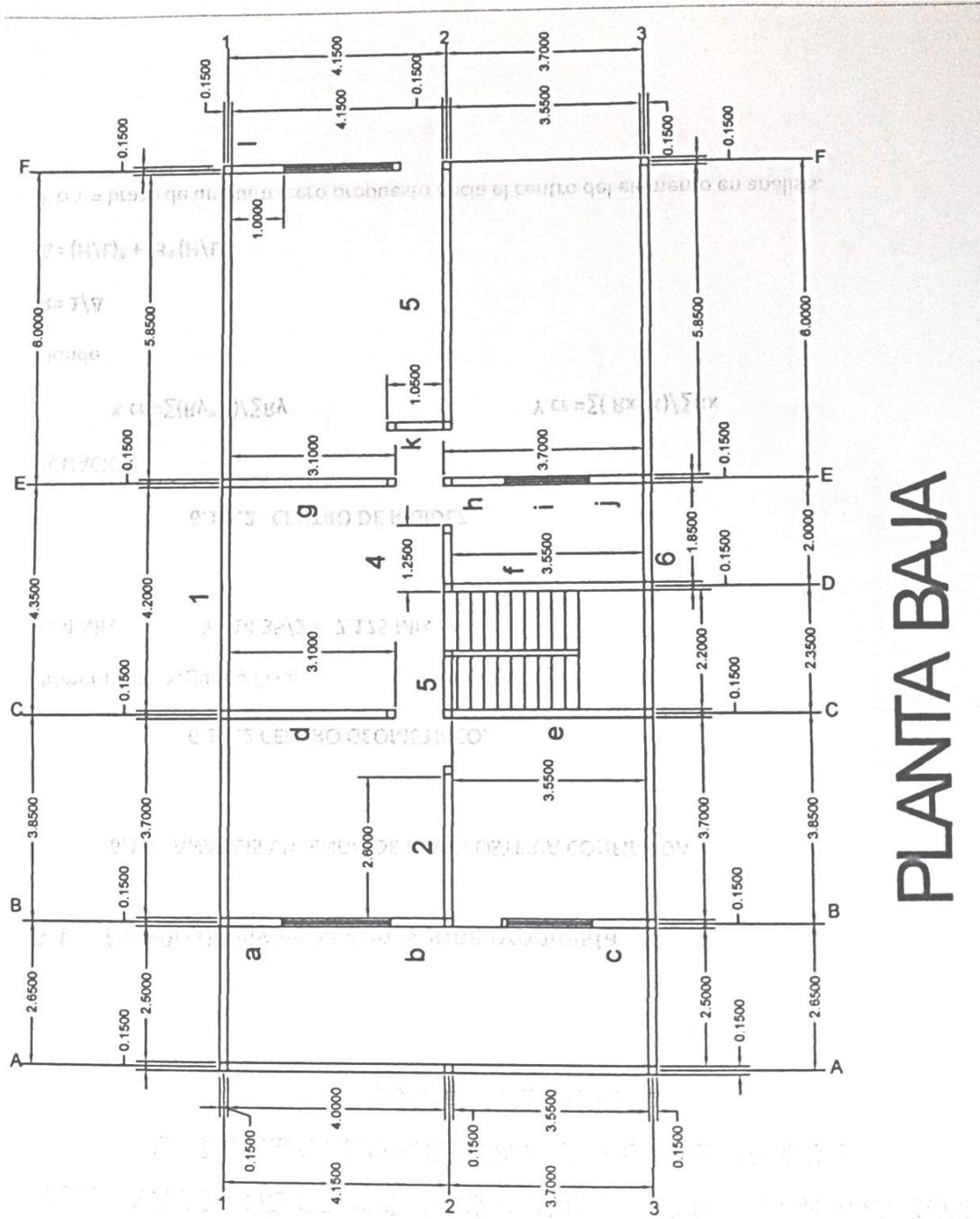
Donde:

$$R = 1/\Delta$$

$$\Delta = (H/L)^3 + (3 \cdot (H/L))$$

X o Y = brazo de un punto cero propuesto hacia el centro del elemento en análisis.

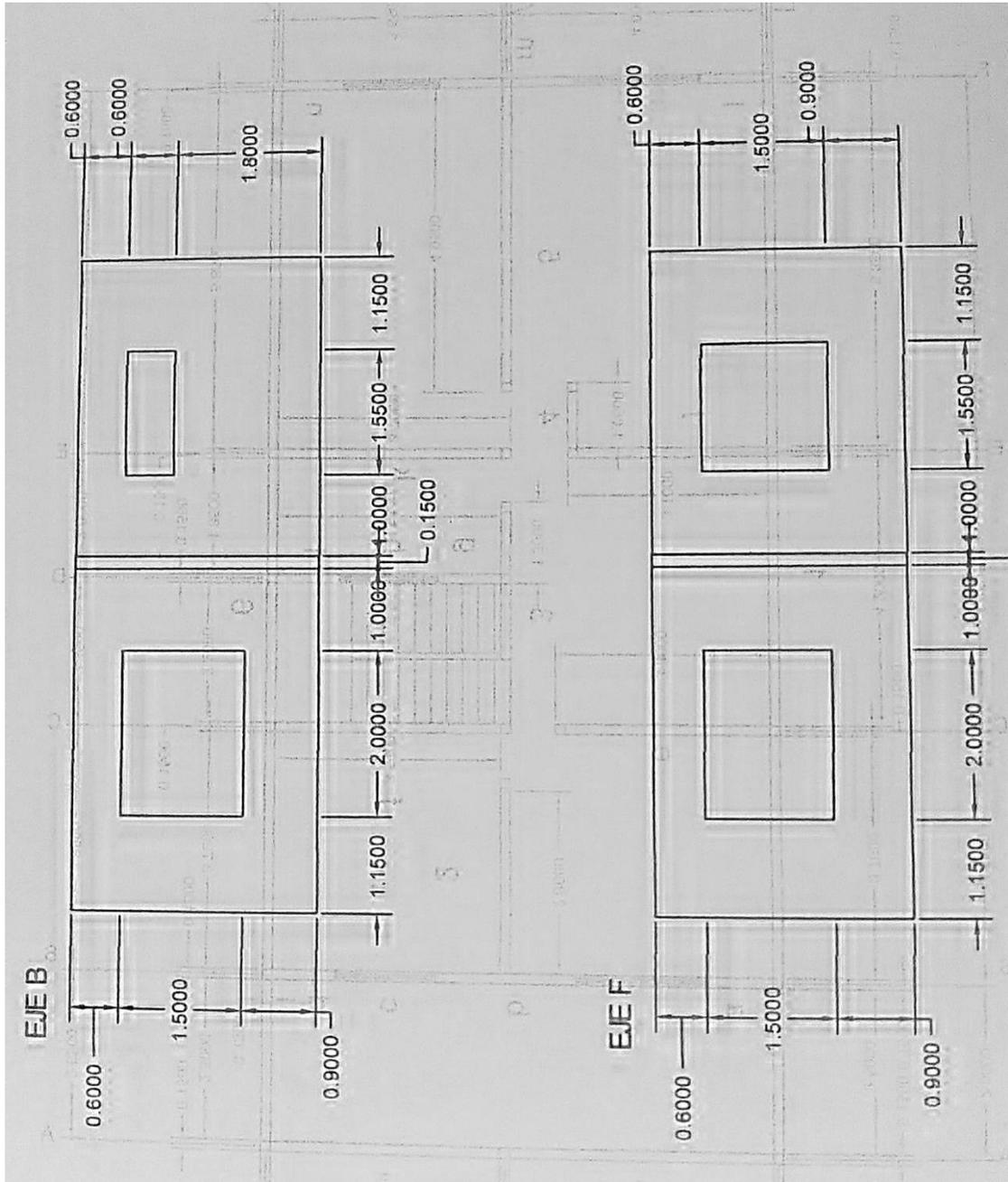
Figura 58. Planta del primer nivel de la vivienda en estudio



PLANTA BAJA

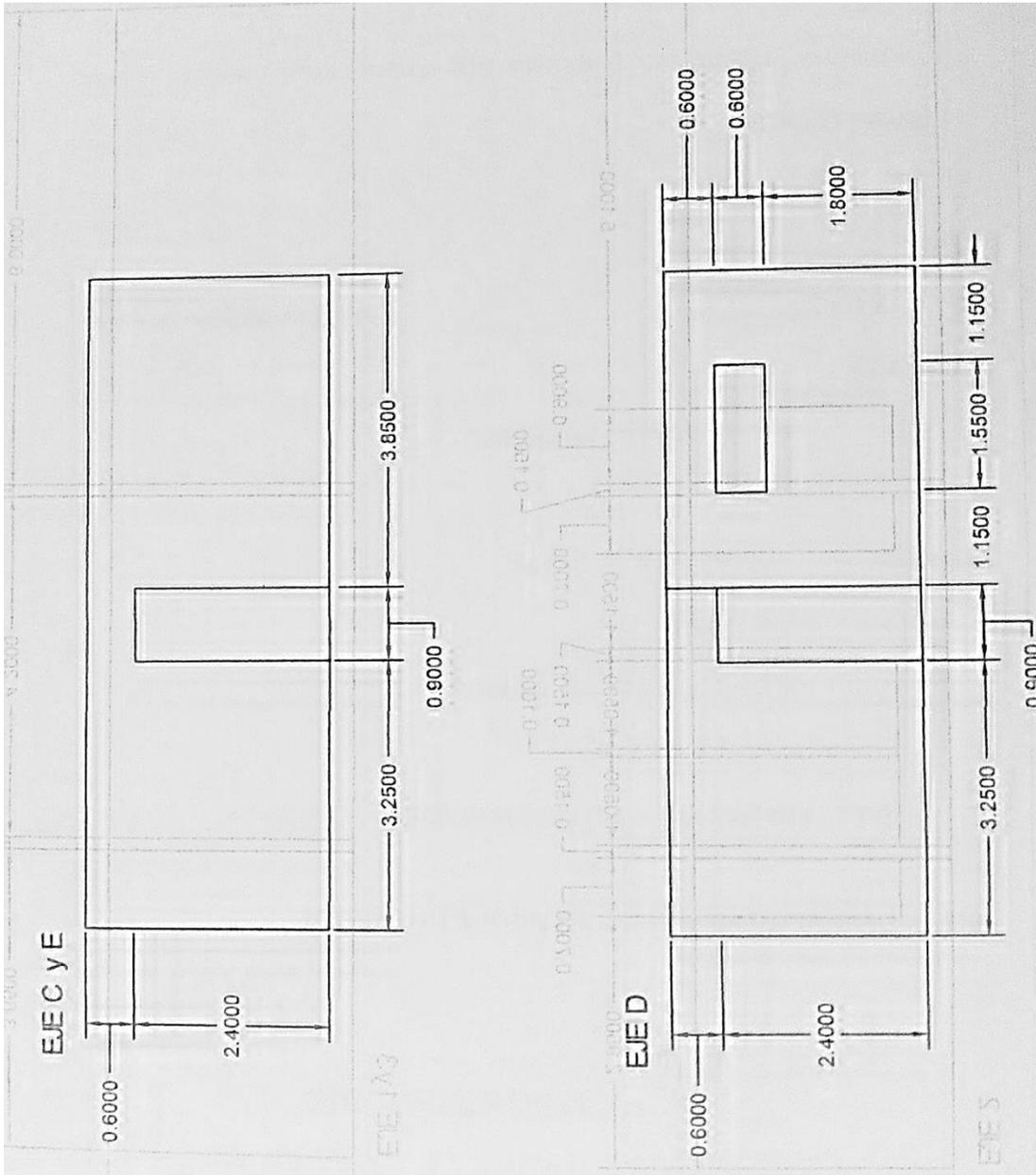
Fuente: elaboración propia, con programa Autocad 2009.

Figura 60. Perfiles de los muros en ejes B y F



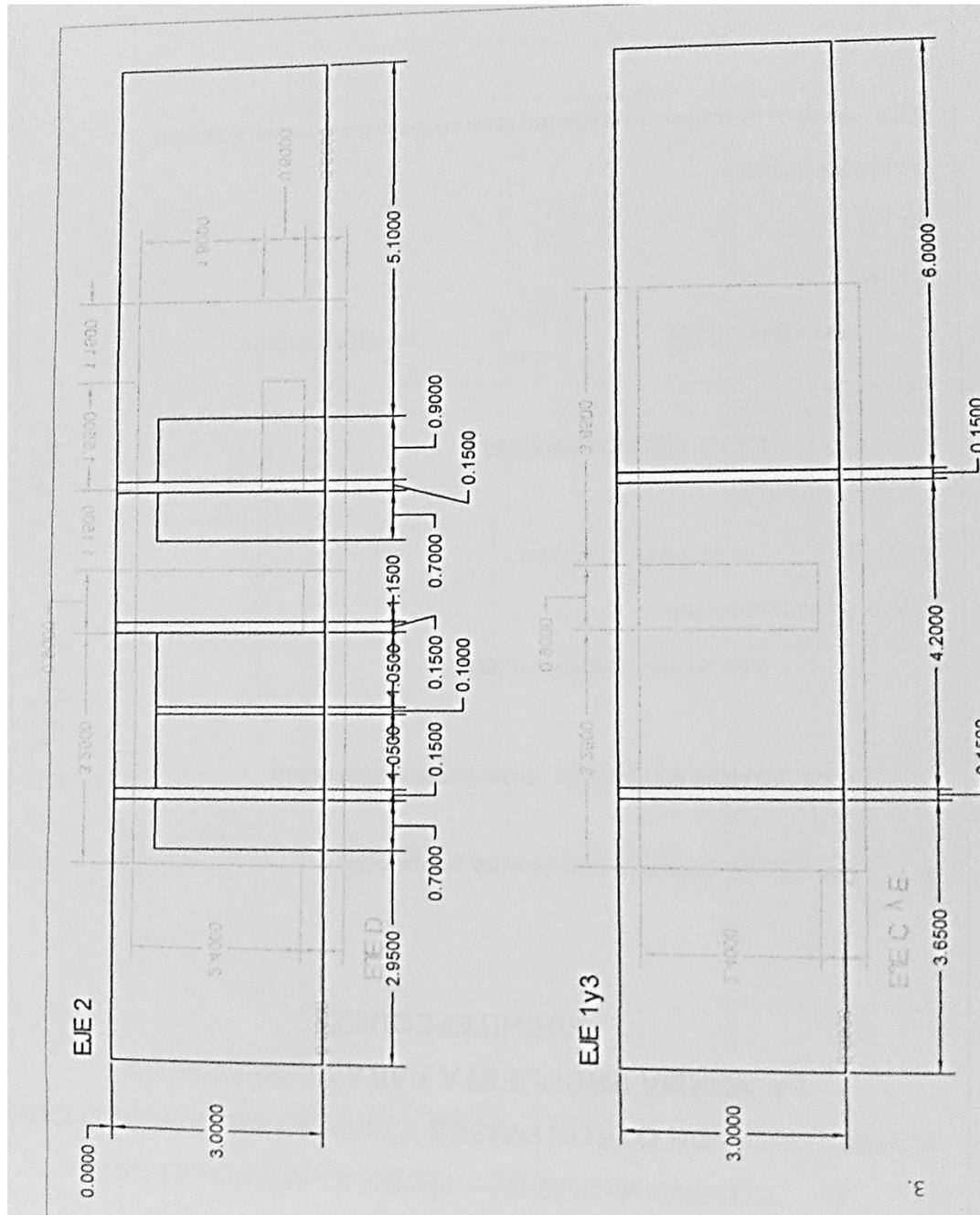
Fuente: elaboración propia, con programa Autocad 2009.

Figura 61. Perfiles de los muros en ejes D, C y E



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad 2009.

Figura 62. Perfiles de los muros en ejes D, C y E



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad 2009.

6.1.1.3. Centro de masa

Es el punto donde, a efectos inerciales, se supone concentrada toda la masa del sistema, en una construcción es el punto donde se concentra todo el peso de la edificación considerándolo en ambos sentidos. Está dado por las ecuaciones siguientes:

$$X_{cm} = \frac{W \cdot X}{\sum W}$$

$$Y_{cm} = \frac{W \cdot Y}{\sum W}$$

X y Y para muros la podemos encontrar con: $L_x \cdot X / \sum L_x = X$ y $L_y \cdot Y / \sum L_y = Y$

Y para losa se puede utilizar el centro geométrico debido a la simetría de las mismas.

$$X_{cm} = \frac{(W_{\text{muros}} \cdot X_{\text{muros}}) + (W_{\text{techos}} \cdot X_{\text{techos}})}{(W_{\text{muros}} + W_{\text{techos}})}$$

$$Y_{cm} = \frac{(W_{\text{muros}} \cdot Y_{\text{muros}}) + (W_{\text{techos}} \cdot Y_{\text{techos}})}{(W_{\text{muros}} + W_{\text{techos}})}$$

Nota: Se debe analizar el centro de rigidez y centro de masa tanto para el primer nivel como para el segundo.

En la tabla siguiente se resume la rigidez para cada muro de la vivienda así como una relación entre el largo de cada muro y el brazo desde un punto propuesto para encontrar el centro de masa.

Tabla XLVI. Rigidez para cada muro del primer nivel del ejemplo

MUROS PRIMER NIVEL												
Muros	sentido	"L" en metros	"h/L" h=2,6 Mts	"Δf" deriva empotrado del elemento	"X" brazo desde un punto propuesto (Mts)	"Y" brazo desde un punto propuesto (Mts)	Rigidez "Rx"	Rigidez "Ry"	Rx*Y (Kg-Mts)	Ry*X (Kg-Mts)	L*X	L*Y
Muro a	x	1,15	2,261	18,339	0,58	0,075	0,055		0,004		0,667	0,086
Muro b	x	1,15	2,261	18,339	3,73	0,075	0,055		0,004		4,290	0,086
Muro c	x	1,15	2,261	18,339	7,43	0,075	0,055		0,004		8,545	0,086
Muro d	x	3,25	0,800	2,912	1,625	3,930	0,343		1,350		5,281	12,773
Muro e	x	3,85	0,675	2,334	6,08	3,930	0,428		1,684		23,408	15,131
Muro f	x	3,85	0,675	2,334	6,08	6,280	0,428		2,691		23,408	24,178
Muro g	x	3,25	0,800	2,912	1,625	8,280	0,343		2,843		5,281	26,910
Muro h	x	1,15	2,261	18,339	4,73	8,280	0,055		0,451		5,440	9,522
Muro i	x	1,55	1,161	5,050	6,075	8,280	0,198		1,640		9,416	12,834
Muro j	x	1,15	2,261	18,339	7,43	8,280	0,055		0,451		8,545	9,522
Muro k	x	1,2	2,167	16,671	3,7	9,330	0,060		0,560		4,440	11,196
Muro l	x	1,15	2,261	18,339	0,575	14,280	0,055		0,779		0,661	16,422
Muro 1	y	14,35	0,181	0,550	0,075	7,180		1,820		0,136	1,076	103,033
Muro 2	y	2,95	0,881	3,329	4,225	1,480		0,300		1,269	12,464	4,366
Muro 3	y	1,25	2,080	15,239	4,225	4,500		0,066		0,277	5,281	5,625
Muro 4	y	1,3	2,000	14,000	4,225	6,830		0,071		0,302	5,493	8,879
Muro 5	y	5,1	0,510	1,662	4,225	11,800		0,602		2,542	21,548	60,180
Muro 6	y	14,35	0,181	0,550	7,425	7,180		1,820		13,512	106,549	103,033
Σ		63,15					2,129	4,679	12,461	18,04	251,79	423,86

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLVII. Rigidez para cada muro del segundo nivel del ejemplo

MUROS SEGUNDO NIVEL												
Muros	sentido	"L" en metros	" h/L " h=2,6 Mts	"Δf" deriva empotrado del elemento	"X" brazo desde un punto propuesto (Mts)	"Y" brazo desde un punto propuesto (Mts)	Rigidez "Rx"	Rigidez "Ry"	Rx*Y (Kg-Mts)	Ry*X (Kg-Mts)	L*X	L*Y
Muro a	x	1,15	2,261	18,339	0,58	0,075	0,055		0,004		0,667	0,086
Muro b	x	2,15	1,209	5,396	4,23	0,075	0,185		0,014		9,095	0,161
Muro c	x	1,55	1,161	5,050	6,08	0,075	0,198		0,015		9,424	0,116
Muro d	x	1,15	2,261	18,339	7,43	0,075	0,055		0,004		8,545	0,086
Muro e	x	3,25	0,800	2,912	1,63	3,930	0,343		1,350		5,298	12,773
Muro f	x	3,85	0,675	2,334	6,15	3,930	0,428		1,684		23,678	15,131
Muro g	x	1,15	2,261	18,339	4,73	6,280	0,055		0,342		5,440	7,222
Muro h	x	1,55	1,161	5,050	6,08	6,280	0,198		1,244		9,424	9,734
Muro i	x	1,15	2,261	18,339	7,43	6,280	0,055		0,342		8,545	7,222
Muro j	x	3,25	0,800	2,912	1,63	8,280	0,343		2,843		5,298	26,910
Muro k	x	3,85	0,675	2,334	6,15	8,280	0,428		3,548		23,678	31,878
Muro l	x	1,15	2,261	18,339	0,58	14,280	0,055		0,779		0,667	16,422
Muro m	x	2,15	1,209	5,396	4,23	14,280	0,185		2,646		9,095	30,702
Muro n	x	1,15	2,261	18,339	7,43	14,280	0,055		0,779		8,545	16,422
Muro 1	y	14,35	0,181	0,550	0,075	7,180		1,820		0,136	1,076	103,033
Muro 2	y	3,15	0,825	3,039	4,23	1,575		0,329		1,392	13,325	4,961
Muro 3	y	2,45	1,061	4,379	4,23	6,280		0,228		0,966	10,364	15,386
Muro 4	y	1,2	2,167	16,671	3,18	8,800		0,060		0,191	3,816	10,560
Muro 5	y	5,1	0,510	1,662	4,23	11,800		0,602		2,545	21,573	60,180
Muro 6	y	14,35	0,181	0,550	7,925	7,180		1,820		14,422	113,724	103,033
Σ		69,1					2,638	4,859	15,593	19,65	291,271	472,018

Fuente: elaboración propia.

- Centro de rigidez primer nivel (datos de tablas)

$$X_{cr} = 18,04/4,679 = 3,8554$$

$$Y_{cr} = 12,461/ 2,129 = 5,8531$$

- Centro de masa primer nivel.

Brazos para muros:

$$X = 3,9872$$

$$Y = 6,712$$

Brazos para losa (de centro geométrico): X= 4

$$Y = 7,175$$

$$\sum W \text{ muros} = \text{Área muros} * W \text{ muro} =$$

$$169,39 \text{ m}^2 * 255 \text{ kg/m}^2 = 4 \ 1154,45 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}\Sigma W \text{ techos} &= \text{Área techo} * W \text{ techo} = \\ 105,4 \text{ m}^2 * 324 \text{ kg/m}^2 &= 34\,149,6 \text{ kg.}\end{aligned}$$

$$X_{cm} = ((41\,154,45 * 3,9872) + (34\,149,6 * 4)) / (41\,154,45 + 34\,149,6) = 4,1270 \text{ m}$$

$$Y_{cm} = ((41\,154,45 * 6,712) + (34\,149,6 * 7,175)) / (41\,154,45 + 34\,149,6) = 6,9308 \text{ m}$$

- Centro de rigidez segundo nivel (datos de tablas)

$$X_{cr} = 19,65 / 4,859 = 4,0447 \qquad Y_{cr} = 15,593 / 2,638 = 5,9120$$

- Centro de masa primer nivel.

$$\text{Brazos para muros:} \qquad X = 4,2152 \qquad Y = 6,8309$$

$$\text{Brazos para losa (de centro geométrico):} \qquad X = 4 \qquad Y = 7,175$$

$$\begin{aligned}\Sigma W \text{ muros} &= \text{Área muros} * W \text{ muro} = \\ 175,62 \text{ m}^2 * 255 \text{ kg/m}^2 &= 44\,783,1 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Sigma W \text{ techos} &= \text{Área techo} * W \text{ techo} = \\ 117,2 \text{ m}^2 * 265 \text{ kg/m}^2 &= 31\,058 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$X_{cm} = ((44\,783,1 * 4,2152) + (31\,058 * 4)) / (44\,783,1 + 31\,058) = 4,1270 \text{ m}$$

$$Y_{cm} = ((44\,783,1 * 6,8309) + (31\,058 * 7,175)) / (44\,783,1 + 31\,058) = 6,9308 \text{ m}$$

6.1.1.4. Excentricidades

La excentricidad para este ejemplo, se debe considerar en ambos sentidos (eje x y eje y) donde podría actuar la fuerza provocada por sismos, y está dada por las ecuaciones siguientes donde se considera la diferencia existente entre el centro de rigidez menos el centro de masa de la edificación.

$$e_x = X_{cr} - X_{cm}$$

$$e_y = Y_{cr} - Y_{cm}$$

- e primer nivel:

$$e_x = |3,8554 - 3,9929| = 0,1375$$

$$e_y = |5,8531 - 6,9219| = 1,0688$$

- e segundo nivel:

$$e_x = |4,0447 - 4,127| = 0,0823$$

$$e_y = |5,9120 - 6,9308| = 1,0188$$

6.1.1.5. Análisis de sismo

Para el análisis de sismo, se debe como primer paso encontrar el cortante en la base provocado a la vivienda por fuerzas sísmicas y para esto podemos utilizar la fórmula siguiente que relaciona varias características tanto de la vivienda como del tipo de sismo.

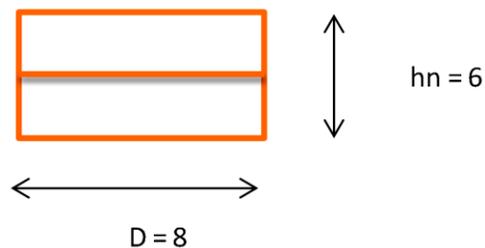
$$V = ZIKCSW$$

- Análisis de la fuerza de sismo en la dirección X-X

Cálculo de corte en la base:

$Z=1$ Para zona 3.
 $I=1$ Depende de la importancia del uso de la estructura en este ejemplo utilizaremos 1.
 $K=1,33$ Debido a estructura tipo caja.
 $S=1$
 $C=1/15 \sqrt{T}$
 $T=0,05 \text{ hm} / \sqrt{D}$

Figura 63. **Ancho y alto de la vivienda en análisis**



Fuente: elaboración propia.

$$T = (0,05 * 6 * 3,28) / (\sqrt{8 * 3,28}) = 0,1922$$

$$C = 1/15 * \sqrt{0,1922} = 0,1521$$

Debido a que $C \leq 1,4$, se considera a $C=1,4$ para este ejemplo.

W será igual a el peso total de la estructura, en este caso es la sumatoria del utilizado para encontrar los Centro de masa.

Tabla XLVIII. **Peso total de muros y losas de la vivienda en análisis**

Peso Losa	Área	Carga	W cm
Primer Nivel	107	324	34 668
Segundo Nivel	118,8	265	31 482
		Σ	66 150

Peso Muros			
Primer Nivel	161,39	255	41 154,45
Segundo Nivel	175,62	255	44 783,1
		Σ	85 937,55

Fuente: elaboración propia.

$$W_{cm} = 66\,150 + 85\,937,55 = 152\,087,55 \text{ kg}$$

$$W_{cv} = 107 \cdot 200 = 21\,400 \text{ kg}$$

$$W_t = W_{cm} + W_{cv} = 157\,437,55 \text{ kg}$$

$$V_{\text{basal}} = ZIKCSW = (1 \cdot 1 \cdot 1,33 \cdot 0,14 \cdot 1 \cdot 157\,437,55) = 29\,314,87 \text{ kg}$$

6.1.1.6. Distribución de fuerza lateral (fx)

La fuerza o carga lateral, es la que actúa en una dirección horizontal sobre un elemento estructural o una estructura que normalmente refieren a las cargas sísmicas, de viento o de agua. Se distribuyen las fuerzas laterales utilizando las siguientes ecuaciones:

$$F_x = V (W_x h_x) / \sum W_i h_i \quad V_b = 29\,314,87$$

$$F_t = 0 \text{ ya que } T < 0,7 \text{ según código SEAOC}$$

Tabla XLIX. **Distribución de fuerzas laterales por nivel**

NIVEL	Wi(kg)	hi (m)	Wi*hi	Fx (kg)	Σ Fx (kg)
Terraza	53 873,6	6	323 241,3	17 038,12	17 038,12
2	77 636,8	3	232 910,3	12 276,75	29 314,87
1	20 577,2	0	0	0,00	29 314,87
		Σ	556 151,63		

Fuente: elaboración propia.

6.1.1.7. **Momento de volteo**

El momento de volteo o torsionante, se produce debido a la aplicación de una carga en un punto distante al centro de masa, generando un cambio en el movimiento rotacional del elemento. Se calcula por medio de la aplicación de las siguientes fórmulas.

$$MB = F_t \cdot h_n + \sum F_i \cdot h_i \quad M_x = F_t \cdot (h_n - h_x) + \sum F_i \cdot (h_i - h_x)$$

Como $F_t = 0$

$$MB = \sum F_i \cdot h_i \quad M_x = \sum F_i \cdot (h_i - h_x)$$

F_i = fuerza lateral

h_i = altura a la que actúa F_i

$$M_t = 0$$

$$M_2 = 17\,038,1 \cdot 3 = 51\,114,35 \text{ kg-m}$$

$$M_3 = (17\,038,1 \cdot 6) + (12\,276,8 \cdot 3) = 139\,058,96 \text{ kg-m}$$

Tabla L. **Momentos de volteo por nivel**

NIVEL	Fi(kg)	hi (m)	Fi*hi	hi-hx	Mx (kg-m)
Terraza	17 038,1	6	102 228,70	0	0,00
2	12 276,8	3	36 830,3	3	51 114,35
1	0,0	0	0	6	139 058,96

Fuente: elaboración propia.

$$M_v = 139\,058,96 \text{ kg-m}$$

6.1.1.8. Distribución de fuerzas y momentos

Las fuerzas de corte se distribuirán de acuerdo a la rigidez relativa de los muros, así mismo se utiliza un valor de 2 veces el cortante de acuerdo a lo especificado por el UBC.

$$F_v = R(2V) / \sum R$$

Las fuerzas de corte debidas al momento torsionante sobre la estructura, se obtendrán por medio de la siguiente fórmula:

$$F_m = (R \cdot d) \cdot M_t / \sum R \cdot d^2$$

Donde:

$$dx = |X - X_{cr}| \quad dy = |Y - Y_{cr}|$$

$$M_{tx} = V \cdot e_y \quad y \quad V \cdot e_x$$

Los momentos de volteo se distribuirán de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$M_{\text{volteo}} = R \cdot M_B / \sum R$$

Los momentos de volteo se distribuirán de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$M \text{ volteo} = R * MB / \sum R$$

Para análisis en sentido X

$$\text{Corte (2V)} = 2 * (29\,314,87) = 58\,629,7436$$

$$M_{tx} = V * e_y = 31\,332,71178 \quad V * e_x = 4\,030,790$$

$$MB = 139\,058,96$$

$$X_{cr} = 3,8554 \quad Y_{cr} = 5,8531$$

$$e_x = 0,1374 \quad e_y = 1,0688$$

$$\sum R * d^2 = \sum R * d^2 \text{ (primer nivel)} + \sum R * d^2 \text{ (segundo nivel)} = 16,82 + 49,34 = 66,16$$

Tabla LI. Fuerzas y momentos actuantes en cada muro del primer nivel sentido X

MUROS PRIMER NIVEL X									
Muros	"Y" brazo desde un punto propuesto (Mts)	Rigidez "Rx"	dy (Mts)	R*dy	R*dy ²	Fv	Fm	FV= Fv+Fm	Mv
Muro a	0,075	0,055	-5,778	-0,315	1,821	1 501,71	149,21	1 650,92	3 561,77
Muro b	0,075	0,055	-5,778	-0,315	1,821	1 501,71	149,21	1 650,92	3 561,77
Muro c	0,075	0,055	-5,778	-0,315	1,821	1 501,71	149,21	1 650,92	3 561,77
Muro d	3,930	0,343	-1,923	-0,660	1,270	9 457,40	312,76	9 770,16	22 431,22
Muro e	3,930	0,428	-1,923	-0,824	1,585	11 799,64	390,22	12 189,86	27 986,58
Muro f	6,280	0,428	0,427	0,183	0,078	11 799,64	86,62	11 886,26	27 986,58
Muro g	8,280	0,343	2,427	0,833	2,023	9 457,40	394,69	9 852,09	22 431,22
Muro h	8,280	0,055	2,427	0,132	0,321	1 501,71	62,67	1 564,38	3 561,77
Muro i	8,280	0,198	2,427	0,481	1,166	5 453,48	227,59	5 681,07	12 934,64
Muro j	8,280	0,055	2,427	0,132	0,321	1 501,71	62,67	1 564,38	3 561,77
Muro k	9,330	0,060	3,477	0,209	0,725	1 651,94	98,77	1 750,71	3 918,09
Muro l	14,280	0,055	8,427	0,460	3,872	1 501,71	217,61	1 719,32	3 561,77
Muro 1	7,180								
Muro 2	1,480								
Muro 3	4,500								
Muro 4	6,830								
Muro 5	11,800								
Muro 6	7,180								
Σ		2,129			16,82				

Fuente: elaboración propia.

Tabla LII. Fuerzas y momentos actuantes en cada muro del primer nivel sentido Y

MURQS PRIMER NIVEL Y									
Muros	"X" brazo desde un punto propuesto (Mts)	Rigidez "Ry"	dx (Mts)	R*dx	R*dx ²	Fv	Fm	FV= Fv+Fm	Mv
Muro a	0,58								
Muro b	3,73								
Muro c	7,43								
Muro d	1,625								
Muro e	6,08								
Muro f	6,08								
Muro g	1,625								
Muro h	4,73								
Muro i	6,075								
Muro j	7,43								
Muro k	3,7								
Muro l	0,575								
Muro 1	0,075	1,820	-3,78	-6,88	26,01	22 803,95	419,15	23 223,10	54 086,78
Muro 2	4,225	0,300	0,37	0,11	0,04	3 764,48	6,76	3 771,25	8 928,66
Muro 3	4,225	0,066	0,37	0,02	0,01	822,29	1,48	823,77	1 950,32
Muro 4	4,225	0,071	0,37	0,03	0,01	895,06	1,61	896,67	2 122,91
Muro 5	4,225	0,602	0,37	0,22	0,08	7 540,01	13,55	7 553,55	17 883,51
Muro 6	7,425	1,820	3,57	6,50	23,19	22 803,95	395,75	23 199,71	54 086,78
Σ		4,679			49,34				

Fuente: elaboración propia.

Para análisis en sentido Y

$$\text{Corte (2V)} = 2 \cdot (17\ 038,12) = 34\ 076,2348$$

$$\text{Mtx} = V \cdot e_y = 17\ 359,0687 \quad V \cdot e_x = 1\ 402,7348$$

$$\text{MB} = 51\ 114,35$$

$$\text{Xcr} = 4,0447$$

$$\text{Ycr} = 5,9120$$

$$e_x = 0,082$$

$$e_y = 1,019$$

$$\sum R \cdot d^2 = \sum R \cdot d^2 \text{ (primer nivel)} + \sum R \cdot d^2 \text{ (segundo nivel)} = 44,79 + 56,16 = 100,95$$

Tabla LIII. **Fuerzas y momentos actuantes en cada muro del segundo nivel sentido X**

MUROS SEGUNDO NIVEL									
Muros	"Y" brazo desde un punto propuesto (Mts)	Rigidez "Rx"	dy (Mts)	R*dy	R*dy ²	Fv	Fm	FV= Fv+Fm	Mv
Muro a	0,075	0,055	-5,837	-0,318	1,858	704,49	54,729	759,22	1 056,729
Muro b	0,075	0,185	-5,837	-1,082	6,314	2 394,12	185,992	2 580,11	3 591,181
Muro c	0,075	0,198	-5,837	-1,156	6,747	2 558,36	198,751	2 757,11	3 837,533
Muro d	0,075	0,055	-5,837	-0,318	1,858	704,49	54,729	759,22	1 056,729
Muro e	3,930	0,343	-1,982	-0,681	1,349	4 436,69	117,039	4 553,73	6 655,037
Muro f	3,930	0,428	-1,982	-0,849	1,683	5 535,49	146,025	5 681,52	8 303,239
Muro g	6,280	0,055	0,368	0,020	0,007	704,49	3,450	707,94	1 056,729
Muro h	6,280	0,198	0,368	0,073	0,027	2 558,36	12,529	2 570,88	3 837,533
Muro i	6,280	0,055	0,368	0,020	0,007	704,49	3,450	707,94	1 056,729
Muro j	8,280	0,343	2,368	0,813	1,926	4 436,69	139,826	4 576,52	6 655,037
Muro k	8,280	0,428	2,368	1,015	2,402	5 535,49	174,455	5 709,95	8 303,239
Muro l	14,280	0,055	8,368	0,456	3,818	704,49	78,460	782,95	1 056,729
Muro m	14,280	0,185	8,368	1,551	12,976	2 394,12	266,637	2 660,76	3 591,181
Muro n	14,280	0,055	8,368	0,456	3,818	704,49	78,460	782,95	1 056,729
Muro 1	7,180								
Muro 2	1,575								
Muro 3	6,280								
Muro 4	8,800								
Muro 5	11,800								
Muro 6	7,180								
Σ		2,638			44,790				

Fuente: elaboración propia.

Tabla LIV. **Fuerzas y momentos actuantes en cada muro del segundo nivel sentido Y**

MUROS SEGUNDO NIVEL									
Muros	"X" brazo desde un punto propuesto (Mts)	Rigidez "Ry"	dx (Mts)	R*dx	R*dx ²	Fv	Fm	FV= Fv+Fm	Mv
Muro a	0,58								
Muro b	4,23								
Muro c	6,08								
Muro d	7,43								
Muro e	1,63								
Muro f	6,15								
Muro g	4,73								
Muro h	6,08								
Muro i	7,43								
Muro j	1,63								
Muro k	6,15								
Muro l	0,58								
Muro m	4,23								
Muro n	7,43								
Muro 1	0,075	1,820	-3,970	-7,224	28,679	12 762,912	100,380	12 863,292	19 144,368
Muro 2	4,23	0,329	0,185	0,061	0,011	2 308,114	0,847	2 308,962	3 462,172
Muro 3	4,23	0,228	0,185	0,042	0,008	1 601,628	0,588	1 602,216	2 402,442
Muro 4	3,18	0,060	-0,865	-0,052	0,045	420,678	0,721	421,399	631,017
Muro 5	4,23	0,602	0,185	0,111	0,021	4 219,991	1,549	4 221,540	6 329,986
Muro 6	7,925	1,820	3,880	7,061	27,400	12 762,912	98,117	12 861,029	19 144,368
Σ		4,859			56,163				

Fuente: elaboración propia.

6.1.1.9. Esfuerzos de corte y flexión en los muros

El esfuerzo de corte, es el esfuerzo interno o resultante de las tensiones paralelas a la sección transversal de un elemento, mientras el esfuerzo de flexión se produce por la combinación de los esfuerzos de compresión y de tensión que actúan también en la sección transversal de un elemento estructural. Se pueden calcular con las siguientes ecuaciones.

$$V = \text{esfuerzo unitario de corte} = \text{corte} / \text{area muro} = v / (l * t * 100)$$

Donde:

V= fuerza de corte en kg

L= longitud de muro en metros

T= espesor del muro 14 cm

Fb= esfuerzo de flexión debido al momento de volteo sobre una sección no fracturada = mc/i

$$I = \text{momento de inercia del muro} = tl^3 / 12 = (14 * (100)^3 * L^3) / 12 = 1,167 * 10^6 * L^3 \text{ cm}^4$$

L= longitud de muro en metros

Entonces:

$$fb = Mv * L * (100)^2 / 2(1,167 * 10^6 * L^3) = (0,004283 * Mv) / L^2$$

6.1.1.9.1. Análisis primer nivel

En las siguientes tablas, se tabula el análisis de los esfuerzos de tensión y esfuerzos de flexión producidos en los muros de ambos ejes correspondientes al primer nivel de nuestra casa ejemplo.

Tabla LV. **Esfuerzo de corte y esfuerzo de flexión en cada muro del primer nivel sentido X**

MUROS PRIMER NIVEL X						
Muros	"L" en metros	" h/L " h=2,6 m	FV= Fv+Fm	v	Mv	fb
Muro a	1,15	2,261	1 644,59	1,02	3 561,77	11,54
Muro b	1,15	2,261	1 644,59	1,02	3 561,77	11,54
Muro c	1,15	2,261	1 644,59	1,02	3 561,77	11,54
Muro d	3,25	0,800	9 756,89	2,14	22 431,22	9,10
Muro e	3,85	0,675	12 173,31	2,26	27 986,58	8,09
Muro f	3,85	0,675	11 882,59	2,20	27 986,58	8,09
Muro g	3,25	0,800	9 835,34	2,16	22 431,22	9,10
Muro h	1,15	2,261	1 561,72	0,97	3 561,77	11,54
Muro i	1,55	1,161	5 671,41	2,61	12 934,64	23,06
Muro j	1,15	2,261	1 561,72	0,97	3 561,77	11,54
Muro k	1,2	2,167	1 746,52	1,04	3 918,09	11,65
Muro l	1,15	2,261	1 710,09	1,06	3 561,77	11,54
Σ	23,85					

Fuente: elaboración propia.

Tabla LVI. **Esfuerzo de corte y esfuerzo de flexión en cada muro del primer nivel sentido Y**

MUROS PRIMER NIVEL Y						
Muros	"L" en metros	" h/L " h=2,6 m	FV= Fv+Fm	v	Mv	fb
Muro 1	14,35	0,181	23 223,10	1,16	54 086,78	1,12
Muro 2	2,95	0,881	3 771,25	0,91	8 928,66	4,39
Muro 3	1,25	2,080	823,77	0,47	1 950,32	5,35
Muro 4	1,3	2,000	896,67	0,49	2 122,91	5,38
Muro 5	5,1	0,510	7 553,55	1,06	17 883,51	2,94
Muro 6	14,35	0,181	23 199,71	1,15	54 086,78	1,12
Σ	39,3					

Muros a Analizar

Fuente: elaboración propia.

6.1.1.9.2. Análisis segundo nivel

Utilizando las mismas ecuaciones y procedimiento anteriores, se encuentran los datos correspondientes del análisis de esfuerzos de corte y esfuerzos de flexión para los muros en ambos sentidos del segundo nivel, tabulándolo en las tablas siguientes.

Tabla LVII. **Esfuerzo de corte y esfuerzo de flexión en cada muro del segundo nivel sentido X**

MUROS SEGUNDO NIVEL						
Muros	"L" en metros	" h/L " h=2,6 m	FV= Fv+Fm	v	Mv	fb
Muro a	1,15	2,261	759,22	0,47	1 056,729	3,422
Muro b	2,15	1,209	2 580,11	0,86	3 591,181	3,327
Muro c	1,55	1,161	2 757,11	1,27	3 837,533	6,841
Muro d	1,15	2,261	759,22	0,47	1 056,729	3,422
Muro e	3,25	0,800	4 553,73	1,00	6 655,037	2,699
Muro f	3,85	0,675	5 681,52	1,05	8 303,239	2,399
Muro g	1,15	2,261	707,94	0,44	1 056,729	3,422
Muro h	1,55	1,161	2 570,88	1,18	3 837,533	6,841
Muro i	1,15	2,261	707,94	0,44	1 056,729	3,422
Muro j	3,25	0,800	4 576,52	1,01	6 655,037	2,699
Muro k	3,85	0,675	5 709,95	1,06	8 303,239	2,399
Muro l	1,15	2,261	782,95	0,49	1 056,729	3,422
Muro m	2,15	1,209	2 660,76	0,88	3 591,181	3,327
Muro n	1,15	2,261	782,95	0,49	1 056,729	3,422

Fuente: elaboración propia.

Tabla LVIII. **Esfuerzo de corte y esfuerzo de flexión en cada muro del segundo nivel sentido Y**

MUROS SEGUNDO NIVEL Y						
Muros	"L" en metros	" h/L " h=2,6 m	FV= Fv+Fm	v	Mv	fb
Muro 1	14,35	0,181	12 863,292	0,640	19 144,368	0,398
Muro 2	3,15	0,825	2 308,962	0,524	3 462,172	1,494
Muro 3	2,45	1,061	1 602,216	0,467	2 402,442	1,714
Muro 4	1,2	2,167	421,399	0,251	631,017	1,877
Muro 5	5,1	0,510	4 221,540	0,591	6 329,986	1,042
Muro 6	14,35	0,181	12 861,029	0,640	19 144,368	0,398
Σ	40,6					

Fuente: elaboración propia.

6.1.2. Diseño muro E primer nivel

Para el diseño de muro E del primer nivel de la vivienda en análisis, se necesita conocer las características de los materiales, y con ellos encontrar valores importantes para el análisis que a continuación se encuentran por medio de las ecuaciones adecuadas.

- Propiedad de los materiales.

$$f'm=86,72 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_m=0,622 \times 10^5$$

$$f_s=1\ 392 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b=0,33f'm=0,33(86,72)=28,62 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s=2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$n=E_s/E_m=(2 \times 10^6)/(0,622 \times 10^5)=32,15$$

$$F_b = 0,33f'm = 0,33(86,72) = 28,62 \text{ kg/cm}^2$$

- Datos

Esfuerzo de corte:

$$V = 2,26 \text{ kg/cm}^2$$

Momento de volteo

$$M_v = 27\,986,58 \text{ kg-m}$$

Esfuerzo de flexión:

$$f_b = 8,09 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de F_a :

$$H/E = 260/14 = 18,57$$

$$F_a = 0,2 f'm (1 - (H/40t)^3)$$

$$F_a = 0,2(86,72)\{1 - [18,57/40]^3\} = 15,61 \text{ kg/cm}^2$$

- Cálculo de cargas sobre la pared:

$$CM = 1\,000 \text{ kg/m}^2$$

$$CV = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$CV \text{ techo} = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Área Tribuna} = 1\,775 \text{ m}^2$$

$$\text{Carga Muerta} = 1,775 \times 1\,000 = 1\,775 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga Viva Entre piso} = 1\,775 \times 200 = 355 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga Viva Techo} = 1\,775 \times 100 = 177,5 \text{ kg/m}$$

$$\text{Suma de carga viva total} = (355 \text{ kg/m}) + (177,5) = 532,5 \text{ kg/m}$$

- Esfuerzos sobre la pared

- Cargas muertas

$$f_a = P/b*t = 1775/(100)*(14) = 1,27 \text{ kg/cm}^2$$

- Carga viva total

$$f_a = P/b*t = 355/(100)*(14) = 0,254 \text{ kg/cm}^2$$

- Carga total

$$f_a = P/b*t = 533/ (100)*(14)=0,381\text{kg/cm}^2$$

- Carga total sin carga viva de techo

$$f_a=1,27+0,254= 1,524 \text{ kg/cm}^2$$

- Corte Paralelo a la Pared

$$V=2,26 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{\text{permisible}}=1,44+0,032 \text{ fm}+0,1666P$$

$$f_m=F_a=15,61 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{\text{permisible}}=1,44+0,032(15,61)+ 0,1666(1757)=2,23 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Como } V_{\text{permisible}} < 2,26 \text{ kg/cm}^2$$

Se reforzará para corte

$$f_s=1392 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s=0,71\text{cm}^2$$

Colocando el refuerzo por corte para cubrir 3 metros de altura.

$$S = f_s * A_s / b * v \rightarrow A_s = S * b * v / f_s = (300) * (14) * (2,26) / 1,392 = 6,96 \text{ cm}^2$$

- Propuesta para soleras
 - 2 soleras intermedias de 2 n_o.3 con eslabón n_o.2 @ 0,15 cm
 - 2 soleras de 4 n_o.3 con estribo n_o.2 @ 15 cm
 - Cubriendo con esto= 11,4 cm²=6,96 cm² necesarios
- Esfuerzo por carga vertical

$$f_a=1,524 \text{ kg/cm}^2 \quad F_a=15,61 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a < F_a$$

La pared resiste compresión axial.

Carga vertical: CM +CV+ Sismo perpendicular a la pared.

Fuerza sísmica lateral

$$f_a=1,524 \text{ kg} \quad F_a=15,61 \text{ kg/cm}^2$$

C_p=0,20 Para muros soportantes

$$W = C_p W = 0,20(255 \text{ kg/cm}^2) = 51 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = (1/8)WL = (1/8)(51)(2,60) = 16,58 \text{ kg-m}$$

$$f_b = 6M/bt^2 = (6)*(16,58)*(100) / (100)*(14^2) = 0,508 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a > f_b$$

Domina la compresión colocamos refuerzo mínimo.

$$\text{Refuerzo mínimo} = (0,0007)(100)(14) = 0,98 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Análisis con cargas vertical (CM)+sismo paralelo a la pared

$$f_a/F_a = 15,24/15,61 = 0,98$$

$$f_b = 1,33 - f_a/F_a * F_b = (1,33 - 0,098) * (28,62) = 35,26 \text{ kg/cm}^2$$

$f_b=8,09 \text{ kg/cm}^2 > 1,524$ = se puede observar que hubo un dominio por parte de la flexión.

De tablas de esfuerzos de flexión

$$K = M_v/t * b^2 = 27\,986,58 * (100) / 14 * (385)^2 = 1,349$$

$$(f_s/n) / d - kd = f_b / kd \rightarrow f_s/n = 1\,392 / 32,15 = 43,30$$

$$43,30 / d - kd = 35,26 / kd \rightarrow 43,20 \text{ kd} = 35,26d - 35,26 \text{ kd}$$

$$k = 35,26 / 43,30 + 35,26 = 0,449$$

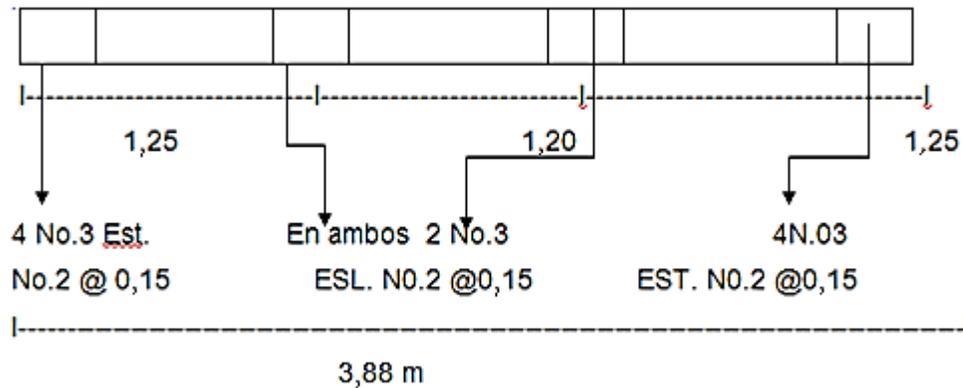
$$j = 1 - k/3 \rightarrow 1 - 0,449/3 = 0,85$$

$$\rho = A_s / b * d = k / f_s * j = 1,349 / (1\,392) * (0,85) = 1,137 \times 10^{-3} = 0,00114$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0,00114 (14) * (385) = 6,15 \text{ cm}^2$$

Figura 64. Propuesta dada de análisis



Fuente: elaboración propia.

6.1.3. Diseño de cimiento

Para el diseño del cimiento corrido se necesita conocer varias características propias del suelo del lugar donde se desee construir, algunas de estas son las siguientes.

6.1.3.1. Valor soporte del suelo de Suchitepéquez respecto de resultados de ensayos a muestras de suelo del lugar

El valor soporte del suelo es la capacidad de un determinado tipo de suelo para sostener una carga determinada, tal que no se produzca un fallo por cortante del suelo o un asentamiento diferencial excesivo. Se puede calcular utilizando la siguiente ecuación.

Figura 65. Ecuación carga última para cimiento corrido

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (\text{cimentación corrida})$$

Fuente: Braja M. Das, Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. p. 207.

$$q = \gamma \cdot D_f$$

γ = densidad húmeda

D_f = desplante de cimentación (profundidad de cimiento)

B = ancho de cimiento

ϕ	N_c	N_q	N_γ
--------	-------	-------	------------

15	12,86	4,45	1,52
----	-------	------	------

$$V_s = q_u = 7,3 \text{ T/m}^2 \cdot 12,86 + (1,71 \text{ T/m}^3 \cdot 1) \cdot 4,45 + (1,71 \text{ T/m}^3 \cdot 1,52 \cdot 0,4) / 2 = 93,878 + 7,6095 + 0,51984 = 102,00734 \text{ T/m}^2 / 4 = 25,50 \text{ T/m}^2$$

20	17,69	7,44	3,64
21	18,92	8,26	4,31

$$\phi = 20,83^\circ$$

$$V_s = 1,12 \cdot 18,71 + 1,33 \cdot 8,12 + (1,33 \cdot 4,2 \cdot 0,4) / 2 = 20,9552 + 10,7996 + 1,1172 = 32,872 \text{ T/m}^2 / 4 = 8,218 \text{ T/m}^2 \text{ escuela}$$

$$19 \quad 16,56 \quad 6,70 \quad 3,07 \quad 45 \quad \emptyset=19,76^\circ$$

$$V_s = 17,419 \cdot 4,76 + 1,44 \cdot 7,262 + (1,44 \cdot 0,4 \cdot 3,503) / 2 = 82,9144 + 10,457 + 1,01 = 94,38 \text{ T/m}^2 / 4 = 23,595 \text{ T/m}^2 \text{ hospital}$$

Realizando un promedio de los tres resultados podemos tener un valor soporte de:

$$V_s \text{ medio} = 25,50 + 23,60 + 8,22 = 57,32 \text{ T/m}^2 \text{ se puede utilizar un valor de } 20 \text{ T/m}^2.$$

Datos para el diseño:

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 2310 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_s = 20 \text{ T/m}^2$$

$$\gamma_s = 1,71 \text{ T/m}^3$$

$$\gamma_c = 2,4 \text{ T/m}^3$$

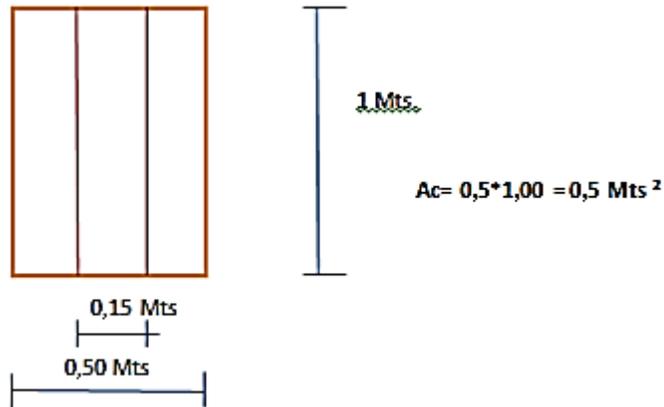
$$F_{cu} = 1,5$$

$$W = 9,1 \text{ T/m}^3$$

6.1.3.2. Cálculo del área del cimiento

Debido a que es un cimiento corrido, se toma como base para el diseño un ancho unitario de 1,00 metro, por lo que el área a diseñar utilizando los datos encontrados queda de la siguiente forma: $A_c = W / V_s = 9,1 / 20 = 0,46 = 0,5$ metro al cuadrado.

Figura 66. Dimensiones del cimiento corrido



Fuente: elaboración propia.

Calculando $t_{\min.} =$

$T_{\min.} = (7,5 + \emptyset + \text{recubrimiento})$

Utilizando hierro \emptyset de $\frac{1}{2}$ " se tiene:

$T_{\min.} = (7,5 + 1,27 + 7,5) = 16,27 = 20 \text{ cm}$

6.1.3.3. Chequeo de la presión sobre el suelo

Este chequeo se logra integrando las cargas actuantes en la vivienda las cuales serían, cargas provocadas por el muro, por el suelo, por el cimiento y por la combinación de cargas actuante, la ecuación a utilizar es la siguiente :

$P_{\text{total}} = P_{\text{muro}} + P_{\text{suelo}} + P_{\text{cimiento}} + P_w$

$P_{\text{muro}} = (\text{Altura} \cdot \text{espesor} \cdot \text{Ancho unitario} \cdot W_{\text{muro}}) = (6 \cdot 0,15 \cdot 1 \cdot 255) = 0,230 \text{ Tonelada.}$

$P_{\text{suelo}} = (\text{desplante} \cdot A_{\text{cimiento}} \cdot \gamma_s) = (0,8 \cdot 0,5 \cdot 1,71) = 0,684 \text{ Ton}$

$P_{\text{cimiento}} = (A_{\text{cimiento}} \cdot t \cdot \gamma_c) = (0,5 \cdot 0,2 \cdot 2,4) = 0,24 \text{ Ton}$

$P_w = (W/F_{cu} \cdot \text{Ancho Unitario}) = 9,2/1,5 \cdot 1 = 6,14 \text{ Ton}$

$P_{\text{total}} = 0,230 + 0,684 + 0,24 + 6,14 = 7,29 \text{ Ton}$

$q_{\text{max}} = P_{\text{total}}/A_{\text{cimiento}} = 7,29 / 0,5 = 14,587 \text{ Ton / m}^2$

Entonces: $q_{\text{max}} < V_s$ No excede el valor soporte del suelo.

Debido a que la presión es constante se hace que $q_{\text{diseño}} = q_{\text{max}}$.

Obteniendo:

$q_{\text{dis. u}} = q_{\text{dis.}} \cdot F_{cu} = q_{\text{max.}} \cdot F_{cu} = 14,587 \cdot 1,5 = 21,881 \text{ Ton/m}^2$

6.1.3.4. Diseño del espesor del cimiento

Para encontrar el espesor t adecuado del cimiento a diseñar, en este ejemplo de vivienda de mampostería, se deben realizar el siguiente chequeo a corte simple que no ayudará por medio de estimaciones del peralte hasta encontrar un valor que cumpla con lo requerido.

- Chequeo por corte simple:

$$d = t - \text{rec.} - \emptyset/2$$

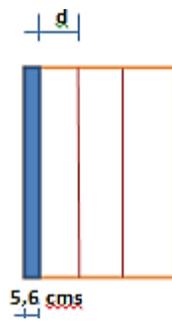
$$d = 20 - 7,5 - (1,27/2) = 11,865 \text{ cm}$$

Calculando V actuante:

$$V \text{ act.} = \text{Área asurada} * q \text{ dis. u.}$$

$$V \text{ act.} = 0,056 * 1 * 21,881 = 1,23 \text{ Ton}$$

Figura 67. **Valor d y área del cimiento que resiste corte actuante**



Fuente: elaboración propia.

Cálculo V resistente:

$$V_r = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

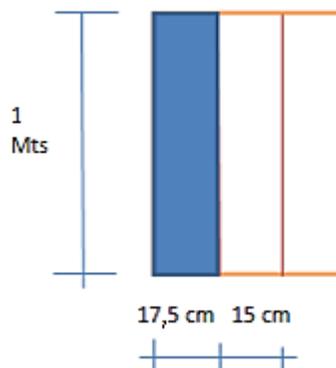
$$V_r = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 100 * 11,865 = 7\,745,9 \text{ kg.} = 7,8 \text{ Ton.}$$

$V_r > V \text{ act.}$ Por lo que el espesor $t=20 \text{ cm}$ si soporta el corte simple.

6.1.3.5. Chequeo por flexión

Para realizar este análisis, se puede considerar que el área efectiva del cimiento es la indicada en la figura siguiente, este chequeo nos ayuda a determinar áreas de acero mínimas para lograr una edificación de una resistencia adecuada.

Figura 68. Sección crítica por flexión



Fuente: elaboración propia.

El momento actuante será:

$$M \text{ act.} = Wl^2Anu / 2 = 21,881*(0,175)^2 * 1,00 / 2 = 0,335 \text{ Ton.-m}$$

Áreas de Acero:

$$As \text{ minima} = 0,8*\sqrt{f'c}*b*d/fy \geq 14*b*d/fy$$

$$As \text{ minima} = 0,8*\sqrt{260}*100*11,865/2 \cdot 320 = 6,59 \text{ cm}^2 \geq 14*100*11,865/2 \cdot 320 = 7,16 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ requerida} = ((b*d) - \sqrt{(b*d)^2 - (M_{act.} * b / 0,003825 * f'c)}) * 0,85 * f'c / f_y$$

$$A_s \text{ req.} = ((100 * 11,865) - \sqrt{(100 * 11,865)^2 - (0,335 * 1\ 000 * 100 / 0,00385 * 260)}) * 0,85 * 260 / 2\ 320 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Se utiliza } A_s \text{ min.} = 7,16 \text{ cm}^2$$

Se coloca estribos # 2 @ 0,10 cm

Como no existe flexión en el sentido Y se coloca A_s temperatura:

$$A_s \text{ temp.} = 0,002 * b * t$$

$$A_s \text{ temp.} = 0,002 * 50 * 20 = 2 \text{ cm}^2$$

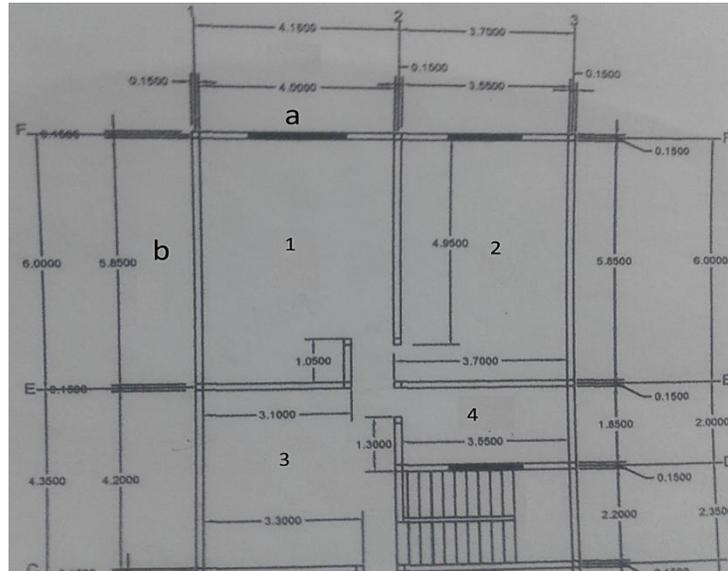
Se coloca acero longitudinal # 3 @ 0,18 cm

6.1.4. Diseño de losa

Para el diseño de losa de este ejemplo, primero se determina el espesor de la misma para evaluar si se puede utilizar una losa tradicional, el límite para considerar una losa de este tipo es $t \leq 15$, la ecuación a desarrollar es la siguiente.

$$t = \text{Perímetro} / 180 \rightarrow t = 0,12 \text{ m sí cumple}$$

Figura 69. Sección crítica por flexión losa



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad 2009.

En la figura anterior aparecen las losas típicas de los dos niveles, para este caso solo se desarrollaron los análisis de las losas 1, 2, 3, 4 del primer nivel, siendo estos datos representativos en la otra losa.

$$m = a/b \quad a = \text{lado menor}, \quad b = \text{lado mayor}$$

$$m_1 = 4,15 / 6,0 = 0,7$$

$$m_2 = 3,55 / 5,85 = 0,6 > 0,5; \quad \text{trabaja en dos sentidos}$$

$$m_3 = 4,15 / 4,2 = 1$$

$$m_4 = 3,55 / 4,35 = 0,8 > 0,5; \quad \text{trabaja en dos sentidos}$$

Ahora se continúa con el cálculo de cargas por nivel:

Primer nivel:

Carga muerta: 324,00 kg/m²

Carga viva: 200,00 kg/m²

$$CU = 1,4 CM + 1,7 CV$$

$$CU = 1,4 (324,00) + 1,7 (200,00) = 454,00 + 340,00 = 793,60 \text{ kg/m}^2$$

Para el cálculo de momentos se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$Ma^- = Ca^- (CU_t) (a)^2$$

$$Ma^+ = Ca^+ (CV_u) (a)^2 + Ca^+ (CM_u) (a)^2$$

$$Mb^- = Cb^- (CU_t) (b)^2$$

$$Mb^+ = Cb^+ (CV_u) (b)^2 + Cb^+ (CM_u) (b)^2$$

Donde:

CU_t = carga última total

CV_u = carga viva última

CM_u = carga muerta última

Ca, Cb = coeficiente de tabla

$$M_{(-)x} = (0,081)(794)(4,15)^2 = 1107,65 \text{ kg-m}$$

$$M_{(+)x} = (0,057)(340)(4,15)^2 + (0,046)(454)(4,15)^2 = 693,45 \text{ kg-m}$$

$$M_{(-)y} = (0,019)(794)(5,85)^2 = 516,28 \text{ kg-m}$$

$$M_{(+)y} = (0,014)(340)(5,85)^2 + (0,011)(454)(5,85)^2 = 333,81 \text{ kg-m}$$

Según el procedimiento anterior, se calculan los momentos en todas las losas, el resultado se expresa en los datos siguientes.

Tabla LIX. **Coefficientes para determinar los momentos negativos y positivos en losas en dos sentidos**

losa	coef-	coefv+	coefm+	Cvu	Cmu	CU	lado	M(-)	M(+)	1/3 M(+)
1a	0,081	0,057	0,046	340	454	794	4,15	1 107,65	693,45	231,15
1b	0,019	0,014	0,011	340	454	794	5,85	516,28	333,81	111,27
2a	0,089	0,067	0,053	340	454	794	3,55	890,57	590,33	-
2b	0,011	0,009	0,007	340	454	794	5,85	298,90	213,48	71,16
3a	0,033	0,028	0,02	340	454	794	4,15	451,26	320,34	106,78
3b	0,061	0,03	0,023	340	454	794	4,2	854,38	364,12	121,37
4a	0,055	0,044	0,032	340	454	794	3,55	550,35	371,62	123,87
4b	0,041	0,019	0,015	340	454	794	4,35	616,00	251,10	-

Fuente: elaboración propia.

Debido a que las losas poseen diferentes momentos, entonces se debe de proceder a balancear los momentos entre las losas unidas, de la siguiente manera:

- Si $0,80 * \text{mayor} < \text{menor}$ $M_b = (\text{mayor} + \text{menor})/2$
- Si $0,80 * \text{mayor} > \text{menor}$ se balancean proporcionalmente a su rigidez

$$D_1 = \frac{K_1}{K_1 + K_2} \quad K_1 = \frac{1}{L_1} \quad L = \text{longitud de la losa considerada}$$

$$dM = M_1 - M_2 \quad 1 \text{ y } 2 \text{ índices de mayor y menor, respectivamente.}$$

D_1	D_2
M_1	M_2
$(M_1 - M_2)D_1$	$(M_2 - M_1)D_2$
M_b	M_b

Balance de momentos; en este caso todos son $>$ que el momento menor.

Tabla LX. **Factores y balance de momentos de extremos colindantes entre losas**

losa	con losa	0.8* Mmax	Mmen	K1	K2	D1	D2	Mb kg-m
1b	2b	413,024508	298,90	0,17094017	0,17094017	0,5	0,5	407,59
1a	3a	886,118292	451,26	0,17094017	0,23809524	0,41791045	0,58208955	833,34
2a	4a	712,454612	550,35	0,17094017	0,22988506	0,42647059	0,57352941	745,48
3b	4b	683,500608	616,00	0,23809524	0,22988506	0,50877193	0,49122807	733,10

Fuente: elaboración propia.

6.1.4.1. Diseño de acero de refuerzo

El refuerzo en las losas, se calcula como si fuera una viga, usando el ancho unitario de 1,00 metro, se debe colocar en ambos sentidos ya sea reforzándolo con tensiones y bastones o solo colocándoles rieles dependiendo lo descrito en el análisis del procedimiento siguiente:

Cálculo del peralte efectivo:

$$d = t - \text{rec} - \frac{\phi}{2}$$

$$d = 12 \text{ cm} - 2,5 \text{ cm} - \frac{0,713}{2} \text{ cm} = 9,14 \text{ cm}.$$

6.1.4.2. Cálculo de límites de acero

Área de acero mínimo: el área de acero mínimo ($A_{s_{\min}}$) en una losa que trabaja en un sentido, se calcula como el 40 por ciento del área de acero de una viga, usando un ancho unitario de 1,00 metro.

$$A_{s_{\min}} = 0,4 \frac{14,1}{f_y} b * d$$

Pero dado que todas las losas de la estructura trabajarán en dos sentidos, el área de acero mínima sometida a flexión está dada por la siguiente ecuación:

$$A_{s_{\min}} = 0,8 * \sqrt{f_c} / f_y * b * d \geq \frac{14}{f_y} * b * d$$

$$A_{s_{\min}} = 0,8 * \sqrt{210} / 2320 * 100 * 10 = 5,00 \text{ cm}^2 \geq 14,1 / 2320 * 100 * 10 = 6,07 \text{ cm}^2$$

Dado que el segundo valor es el más alto, se utilizará éste para el diseño del armado de las losas, $A_{s_{\min}} = 6,07$ centímetro cuadrado.

Con el área de acero mínimo, se calculó un espaciamiento (S), considerando una varilla n_o. 3 que tiene un área de 0,71 centímetro cuadrado. El espaciamiento está dado por $S_e = A_v / A_s$.

$S_e = 0,71 / 6,07 = 0,117 \text{ m} = 11,7 \text{ cm}$. Por practicidad constructiva se utilizará un espaciamiento de 12 centímetro.

Tomando en cuenta que el espaciamiento de la armadura en las secciones críticas no debe exceder de 2 veces el espesor de la losa según el ACI 318-05 capítulo 13, sección 13.3.2.

Chequear el espaciamiento máximo $S_{e_{\max}} = 2t$

$S_{e_{\max}} = 2 * 0,12 \text{ m} = 0,24 \text{ m} = 24 \text{ cm}$. El espaciamiento encontrado es menor que el espaciamiento máximo, por lo que este espaciamiento será el utilizado para el armado de la losa.

Cálculo del momento que soporta el $A_{s_{\min}}$ para espaciamiento máximo:

$$M_{sop} = 0,90(A_{s_{\min}} * f_y(d - (\frac{A_{s_{\min}} * f_y}{1,7 * f_c * b}))) = 0,90 * (6,07 * 2320 * (10 - (\frac{6,07 * 2320}{1,7 * 210 * 100})))$$

$$M_{sop} = 1217,42 \text{ kg-m}$$

Cálculo de áreas de acero:

Para los momentos menores a M_{sop} se usa el $A_{s_{\min}}$ y para los momentos mayores que el M_{sop} se calcula el área de acero con la siguiente ecuación:

$$A_s = \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M * b}{0,003825 * f_c}} \right] * \left[\frac{0,85 * f_c}{f_y} \right]$$

6.1.4.3. Revisión por corte

Todas las losas están sometidas a esfuerzos de corte, los cuales deben de ser resistidos por los materiales que las conforman. En este caso, por el tipo de losa que se utiliza, dichos esfuerzos deben resistirse únicamente por el concreto; por tal razón, se debe chequear si el espesor de la losa es el adecuado. El procedimiento es el siguiente:

- Cálculo del corte máximo actuante:

$$V_{\max} = \frac{C U_u * L}{2} = \frac{794 * 4,15}{2} = 1\ 647,55 \text{ kg}; \text{ donde } L \text{ es la longitud del lado}$$

corto de la losa que se está analizando.

- Cálculo del corte máximo resistente:

$$V_r = \phi * 0,53 * \sqrt{f_c} * b * d = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 100 * 9,14 = 5\ 966,92 \text{ kg}$$

Comparación de $V_r > V_{\max}$:

Esta comparación sirve para chequear si el espesor (t) de la losa, es el adecuado, caso contrario se procede a aumentar (t).

Para la losa que se está analizando $V_r > V_{\max}$, (5 966,92 kg < 1 647,55 kg) por lo que se concluye que el espesor es el adecuado.

Tabla LXI. **Áreas de acero requeridas en losas**

Lado	Momentos	Área acero (cm ²)	No. Varilla	espaciamiento (S) (cm)
1a-	833,34	3,38806716	3	21,04
2a-	745,48	3,0247864	3	23,57
1a+	693,45	2,81035984	3	25,37
2a+	590,33	2,3868809	3	29,87
1b-	407,59	1,64130477	3	43,44
2b-	407,59	1,64130477	3	43,44
1b+	333,81	1,34199387	3	53,13
2b+	213,48	0,85597925	3	83,30
3a-	833,34	3,38806716	3	21,04
4a-	745,48	3,0247864	3	23,57
3a+	320,34	1,28746676	3	55,38
4a+	371,62	1,49527603	3	47,68
3b-	733,10	2,97372944	3	23,98
4b-	733,10	2,97372944	3	23,98
3b+	364,12	1,46486499	3	48,67
4b+	251,10	1,00766024	3	70,76

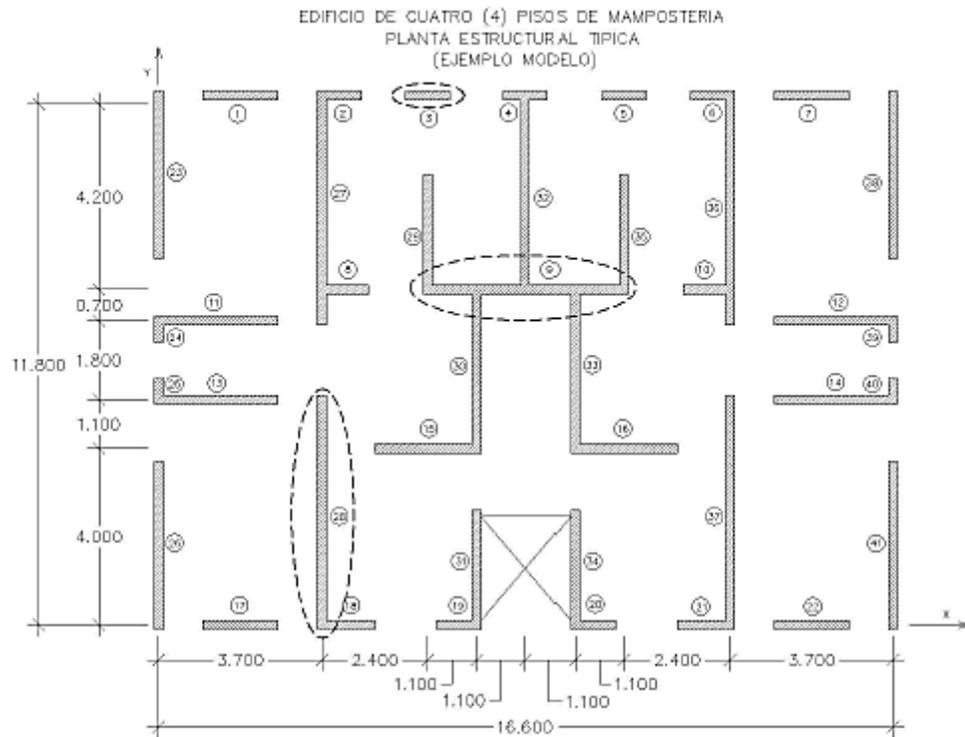
Fuente: elaboración propia.

Por lo que se considera usar una configuración de hierro de 3/8 de pulgada de diámetro (\emptyset) a cada 0,20 metros diseñando con esto las losas del primer y segundo nivel.

6.2. Diseño con Normativos de otros países

Diseño de muro elaborado con Reglamento para diseño y construcción de edificaciones en mampostería estructural de República Dominicana (Secretaría de Estado de Obras Públicas y Comunicaciones):

Figura 70. **Planta de propuesta de vivienda en análisis**



Datos:

- a) Uso: Apartamentos Familiares.
- b) Ubicación: Santo Domingo, D. N.
- c) Número de pisos: Cuatro (4).
- d) Altura entrepisos: 2.62 m.
- e) Altura Total del edificio: 10.48 m.
- f) Tipo de suelo: Suelo no definido.
- g) Módulo de elasticidad de los muros: $E = 900 \times f'm$
- h) Módulo de Elasticidad cortante de los muros: $E_v = E_m / [2(1+\nu)]$

Fuente: Reglamento para diseño y construcción de edificaciones en mampostería estructural de República Dominicana.

6.2.1. Ejemplo diseño de muro

A continuación se presenta el desarrollo del diseño sismoresistente de un muro de mampostería, utilizando el Reglamento para diseño y construcción de República Dominicana.

Figura 71. Ejemplo muro de mampostería

NO. 1: MURO NO.9 DEL EDIFICIO MODELO

DATOS

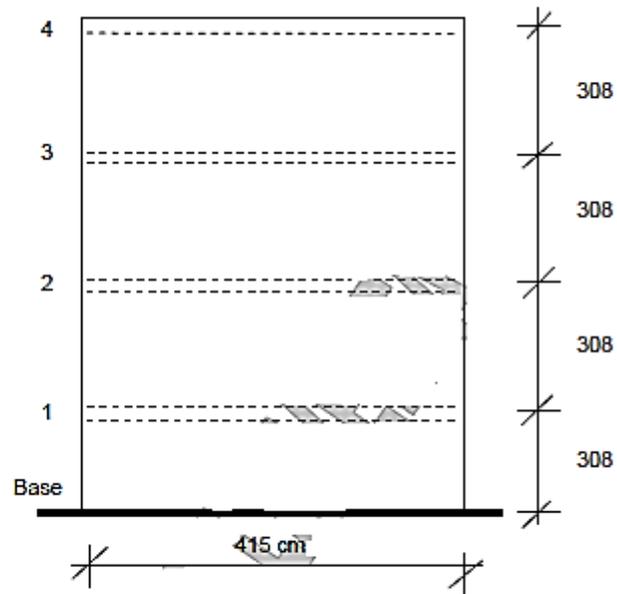
$\gamma_m = 1800 \text{ kg/m}^3$
 $E_m = 630230 \text{ ton/m}^2$
 $E_v = 252092 \text{ ton/m}^2$
 $\nu = 0.25$
 $f'_m = 70 \text{ kg/cm}^2$ (Tabla III)
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

CARGAS DE DISEÑO

$P_u = 22.2 \text{ ton}$
 $V_u = 26.3 \text{ ton}$
 $M_u = 239.7 \text{ ton}\cdot\text{m}$

→ Armado Existente:

$A_{sV} = \emptyset 1/2" @ 20$
 $A_{sH} = -$
 $A_{sI} = A_{sJ} = 6 \emptyset 1/2" (7.62 \text{ cm}^2)$
 $t_e = 19.3 \text{ cm}$



Fuente: Reglamento para diseño y construcción de edificaciones en mampostería estructural de República Dominicana.

6.2.1.1. Revisión de refuerzo mínimo vertical y horizontal

En el muro ejemplo, el Reglamento para diseño y construcción de edificaciones en mampostería estructural de República Dominicana, considera las ecuaciones para poder determinar el refuerzo mínimo vertical y horizontal que sea adecuado para una construcción de calidad.

$$V_u = 26,300 \text{ kg} > 0,25 \sqrt{70} * 0,80 * 415 * 19,30 = 13,402 \text{ kg}$$

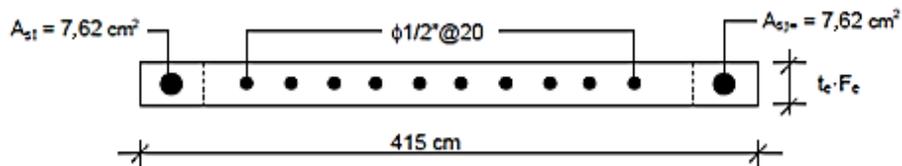
El muro requiere por lo menos ρ_{\min} vertical y horizontal

- Columna de amarre (A_{si} , A_{sj})
 $A_{s\min} \geq 0,01 * (0,20 * 0,20) = 4,00 \text{ cm}^2$
 $3 * (1,27) = 3,81 \text{ cm}^2$
- Refuerzo vertical distribuido (A_{sv})
 $A_{sv} = \emptyset 1/2" @ 20 \rightarrow 1,27 / 0,2 = 6,35 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $\rho_v = 6,350 / 100 * 20 = 0,0032 > \rho_{v\min} = 0,0006$
- Refuerzo horizontal distribuido (A_{sh})
 $A_{sh} = \emptyset 3/8" @ 60$
 $A_{sh} = 0,71 / 0,60 = 1,183 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $\rho_H = 1,183 / 100 * 20 = 0,0006$
- Cuantía Mínima Combinada
 $\rho_v + \rho_H = 0,0032 + 0,0006 = 0,0038 > 0,0012$

6.2.1.2. Comprobación a carga axial

La resistencia a carga axial en el muro ejemplo el reglamento para diseño y construcción de edificaciones en mampostería estructural de república dominicana considera las ecuaciones y utilizan el procedimiento siguiente.

Figura 72. Ejemplo propuesta muro de mampostería reforzada



$$A_{SV} = \frac{1,27}{0,20} \times (4,15 - 0,40) = 23,81 \text{ cm}^2$$

$$A_{eT} = 23,81 + 2 \cdot (7,62) = 39,05 \text{ cm}^2$$

- Esbeltez.

$$K_{\phi}H = 0,85 \times 308 = 262 \text{ cm} \quad t_e = 19,30 \text{ cm}$$

$$L = 415 \text{ cm}$$

$$t_b = 8'' = 20 \text{ cm}$$

$$K_{\phi}H / t_b = 262 / 20 = 13,1 < 28$$

$$F_e = 1 - \left(\frac{262}{40 \times 20} \right)^2 = 0,893$$

$$A_e = 415 \times (19,30 \times 0,893) = 415 \times 17,23 = 7152,48 \text{ cm}^2$$

- Resistencia Axial

$$\phi = 0,65$$

$$\phi P_{nmax} = 0,80 \times 0,65 [0,85 \times 70 \times (7152,48 - 39,05) + (39,05 \times 4200)]$$

$$\phi P_{nmax} = 305,375 \text{ kg} > P_u \quad \text{ok}$$

Fuente: Reglamento para diseño y construcción de edificaciones en mampostería estructural de República Dominicana.

6.2.1.3. Diseño a corte

El análisis a corte en el muro ejemplo, el reglamento para diseño y construcción de edificaciones en mampostería estructural de república dominicana considera las ecuaciones y lo realizan por medio del procedimiento siguiente.

$$H_T = 308 \times 4 = 1232 \text{ cm}, \quad \emptyset = 0,60$$

$$L = 415 \text{ cm}$$

$$H_T/L = 1232/415 = 2,969 > 2$$

$$V_u = \emptyset V_n = \emptyset (V_m + V_s)$$

$$V_m = 0,60 \sqrt{70} * 0,80 * 415 * 19,30 = 32,166 \text{ kg}$$

$$V_s = V_u/\emptyset - V_m = 26,300/0,60 - 32,166 = 11,667 \text{ kg}$$

$$V_s = 11,667 \text{ kg} < 2\sqrt{70} * 0,80 * 415 * 19,3 = 11,667 \text{ kg}$$

$$V_s = A_{sH} * f_y * 0,80L/s$$

$$V_s = a_H * f_y * 0,80L$$

$$a_H = V_s / f_y * 0,80L = 11,667 / 4200 * 0,80 * 415 = 0,008367 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$a_H = 0,8367 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$S = 0,71/0,8367 = 0,85 > S_{\max} = 60 \text{ cm}$$

Disponer hierro de 3/8" de diámetro (\emptyset) @ 60 colocado horizontalmente

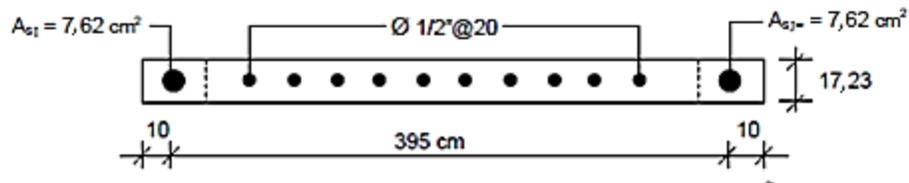
6.2.1.4. Diseño a flexo-compresión

Para resistir la flexo-compresión en el muro ejemplo, el Reglamento para diseño y construcción de edificaciones en mampostería estructural de República Dominicana considera las ecuaciones y el armado de la figura siguiente.

Figura 73. **Propuesta diseño muro de mampostería a flexo-compresión**

$$A_{s1} = A_{s2} = 6 \text{ } \varnothing \text{ } 1/2'' \text{ (7,62 cm}^2\text{)}$$

$$A_{sv} = \varnothing \text{ } 1/2'' \text{ @ } 20$$

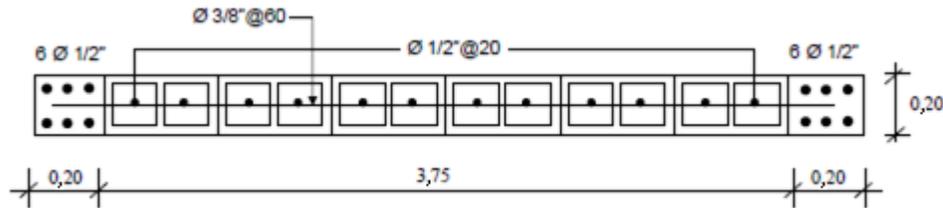


Fuente: Reglamento para diseño y construcción de edificaciones en mampostería estructural de República Dominicana.

6.2.1.5. Detallado final

El armado final propuesto, se basa en los resultados antes encontrados y trata de generar una estructura segura y funcional, y en ella se detalla el acero necesario en el muro como en las columnas, está dado en la figura siguiente.

Figura 74. **Ejemplo armado final del muro de mampostería según análisis**



Fuente: Reglamento para diseño y construcción de edificaciones en mampostería estructural de República Dominicana.

6.3. Comparaciones entre los normativos de diseño

A continuación se describen algunas diferencias y similitudes que tienen los normativos de otros países, comparado con esta propuesta de normas, esto debido a que cada lugar es diferente en características tales como suelo, materiales y otras.

6.3.1.1. Similitudes

Las siguientes similitudes reflejan el uso de normativos extranjeros que sirven como base en los diseños constructivos, así como las propiedades de los materiales y las fuerzas que pueden llegar a afectar las estructuras. Se desglosa las similitudes más importantes.

- Uso de propiedades mecánicas de los materiales utilizados para el diseño como $f'c$, f_y , E .
- Consideran integración de cargas vivas, muertas y sísmicas.

- Análisis de esfuerzos de corte, para determinar A_s respetando $A_{s\ min}$ para garantizar un mejor diseño.
- Análisis de resistencia a cargas axiales, cortante y flexo-compresión.
- Armado de estructura considera acero longitudinal y transversal.
- Se consideran código internacionales que nos brindan parámetros generales para los diseños estructurales tales como ACI, ASTM y algunos otros.

6.3.1.2. Diferencias

Las siguientes diferencias reflejan la falta de experiencia, estudios y actualización de normativos internos que sirven como base en los diseños constructivos, debido a no tomar consideraciones importantes al momento de diseñar con mampostería. Se desglosa las diferencias más importantes.

- No hacen referencia a considerar la excentricidad así como la deriva de cada muro para el diseño de la vivienda.
- Uso de mampostería estructural para viviendas de 4 niveles, considerando muros más esbeltos.
- No hay datos respecto a estudios previos a cerca de la calidad de materiales, tipo de suelo, y otros factores que sean necesarios para realizar un diseño específico para un lugar con características propias y así garantizar la eficiencia del diseño propuesto.

CONCLUSIONES

1. Las características y necesidades de cada zona del país son muy diferentes a las de países extranjeros.
2. Se carece de una educación correcta para construir sin considerar lo peligroso que puede ser obviar o despreciar factores como la sismicidad del país.
3. Los materiales apenas cumplen con lo mínimo según normas, y el hecho de no evaluarlo genera una construcción poco segura.
4. La mano de obra no calificada carece de una capacitación constante, así como la supervisión adecuada, y emplean todo tipo de material sin realizar un estudio y diseño adecuado al construir.
5. El factor económico se ha convertido en algo sumamente importante para determinar los materiales, la mano de obra, el diseño y los estudios necesarios para una edificación de calidad.
6. Se carece de un normativo aprobado que tome en cuenta todos los puntos necesarios para la construcción de viviendas, así también como de investigación que mejore los métodos constructivos.

7. Son pocos los países que cuentan con normativos exclusivos para mampostería, la mayoría trabaja utilizando códigos internacionales que por ser muy generales no consideran las propiedades específicas de cada zona.
8. En el diseño de losas para mampostería, es útil el método 3 del ACI, ya que en cualquier momento las soleras finales tienden a trabajar como vigas debido a que los muros son eliminados si considerar el daño que esto puede causar, y con este análisis se tiene valores más conservadores de los momentos.
9. Efectuando una comparación entre los muros reforzados y confinados, la albañilería confinada presenta más ventajas que la reforzada, por varias razones como por ejemplo: unidades de mampostería más caras o lleva más tiempo elaborar los espacio para el acero, el grout necesita más cemento que un concreto, y en zonas sísmicas se recomienda llenar todos los vacíos de los block, la rigidez lateral inicial es más baja que la de los muros confinados.

RECOMENDACIONES

1. La educación de diversificado que forma profesionales en la construcción debe incluir el estudio para determinar el tipo de materiales, características de la zona y diseño a emplear en una construcción por muy simple que sea.
2. Tanto ingenieros como arquitectos deben supervisar y analizar todo tipo de construcción para garantizar la seguridad de las mismas.
3. Las empresas fabricantes de materiales deben cumplir con parámetros según normas que garanticen un material de calidad.
4. Tomar las consideraciones necesarias como un diseño adecuado, estudios pertinentes, materiales de calidad y buenos métodos constructivos ya que el país es alta mente sísmico y evitar así un desastre como pérdidas humanas a futuro.
5. Si no se cuenta con algún dato importante que sea necesario considerarlo en algún diseño estructural, se puede utilizar códigos internacionales siempre que se verifique que satisface las necesidades requeridas.

BIBLIOGRAFÍA

1. American Society for Testing and Materials. *Normas C 140-03, C-90-99, C 331-89. Lightweight Aggregates for Concrete Masonry Units.* USA: ASTM book of standars. 25 p.
2. ARA ARRIOLA, Telésforo. *Comportamiento de los diferentes tipos de suelos y los métodos para estabilizarlos.* Guatemala: 2000. 25 p.
3. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Normas de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la República de Guatemala NSE 3-10.* AGIES: 2010. 44 p.
4. Comisión Guatemalteca de Normas. Norma NTG 41054. Guatemala: COGUANOR, 2011. 14 p.
5. FLORIÁN RAMÍREZ, Elida Yesenia. *Recomendaciones para el diseño en mampostería de viviendas mínimas, menores a 50 m².* Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2009. 111 p.
6. GUERRA RECINOS, Oscar Antonio. *Manual de normas para la revisión de planos en la Municipalidad de Guatemala.* Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1996. 96 p.

7. HERNÁNDEZ, Oscar. *Recomendaciones para el diseño y construcción de estructuras de mampostería*. Universidad Nacional Autónoma de México, Instituto de Ingeniería. México: 1975. 40 p.
8. Instituto Americano del Concreto. *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-08)*, USA: ACI 2008.
9. JORDÁN ZABALETA, Mario René. *Propuesta de normas de diseño para edificios de uso público en los municipios de la República de Guatemala*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2010. 111 p.
10. LUCERO TORRES, Héctor Aníbal. *Normas de seguridad en el proceso de construcción y en edificaciones terminadas - propuesta presentada al programa de actualización de normas y reglamentos de urbanización y construcción de la Municipalidad de Guatemala*. Guatemala: 1984. 54 p.
11. MIRANDA HERNANDEZ, Mario René. *Cartilla de errores y vicios más frecuentes durante el proceso constructivo de una vivienda*. Guatemala:1994. 104 p.
12. MONZÓN DESPANG, Héctor. *Situación sísmica de Guatemala*. <www.eird.org/cd/buildingcodes/pdf/spa/doc7550/doc7550-1a.>
[Consulta: mayo 2010].
13. _____. *Ingeniero estructural, sismos y sismo-resistencia mitos y realidades*. Guatemala: 2010. 45 p.

14. RICHARDSON ECHEVERRÍA, Roberto Arturo. *Análisis y diseño de mampostería reforzada para Guatemala*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería. 1978. 50 p.
15. Secretaria de Estado de Obras Públicas y Comunicaciones. *Diseño de muro elaborado con reglamento para diseño y construcción de edificaciones en mampostería estructural*. República Dominicana: 2011. 80 p.
16. ZECEÑA GIRÓN, Carlos E. *Ensayo e inspección de los materiales*. Guatemala:1996. 34 p.

ANEXOS

Resultado del ensayo Triaxial para el suelo del departamento de Suchitepéquez.



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

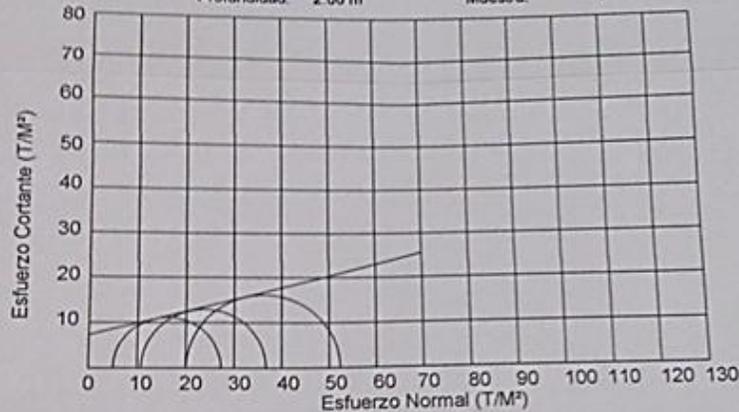
INFORME No. 0565 S.S. O.T.: 29,299

INTERESADO: Sammy Edgardo López Paz

PROYECTO: Trabajo de Graduación "Propuesta de normas de diseño mínimo de viviendas urbanas para el departamento de Suchitepequez, considerando lo establecido en el AGIES para la zona de subduccion y normas que aseguren una construccion de calidad".

Fecha: 25 de noviembre de 2011

pozo: 1 Profundidad: 2.00 m Muestra: 1



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 14.59^\circ$ COHESIÓN: $C_u = 7.3 \text{ T/m}^2$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.

DESCRIPCION DEL SUELO: Limo arcilloso color café

DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"

OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL (T/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q(T/m ²)	22.29	27.45	32.39
PRESION INTERSTICIAL u(T/m ²)	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA Er (%)	3.0	5.0	7.0
DENSIDAD SECA (T/m ³)	1.53	1.53	1.53
DENSIDAD HUMEDA (T/m ³)	1.71	1.71	1.71
HUMEDAD (%H)	26.7	26.7	26.7



Atentamente,

Vo. Bo.

Inga. Teima Mancela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos

