

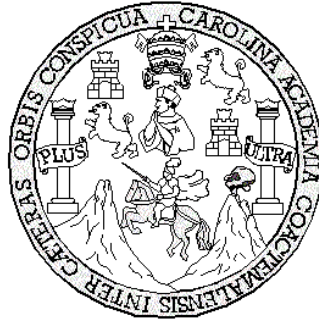
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

**PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO PARA LA VERIFICACIÓN
SÍSMICA EN CONSTRUCCIONES DE MAMPOSTERÍA**

JORGE MAURICIO LOPEZ VANEGAS
ASESORADO POR ING. EDGAR ENRIQUE GRAMAJO BARRIOS

Guatemala, octubre de 2003

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO PARA LA VERIFICACIÓN
SÍSMICA EN CONSTRUCCIONES DE MAMPOSTERÍA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERIA

POR

JORGE MAURICIO LÓPEZ VANEGAS

ASESORADO POR ING. EDGAR ENRIQUE GRAMAJO BARRIOS

AL CONFERÍRSELE EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, OCTUBRE DE 2003

DEDICATORIA:

A DIOS

A MIS PADRES

Jorge Eduardo López Miranda
María del Pilar Vanegas de López

A MI NOVIA

Ana Luisa Cordón De Paz

A MIS HERMANOS

Sergio Ricardo López Vanegas
Carmen María López Vanegas

A INGENIEROS GRAMAJO Y
RUIZ

Por ser guías y mis grandes colaboradores

A MIS FAMILIARES

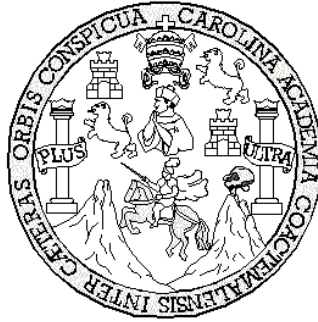
A MIS AMIGOS

Sergio, Eduardo, Elder, Jacobo, Danilo, Mario,
Shelder, Jorge (QDEP), Aldo, Jeovany, José
Dany, Darwin gracias por estar siempre
conmigo.

A

Universidad de San Carlos de Guatemala y en
Especial a la Facultad de Ingeniería.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
VOCAL I	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL II	Lic. Amahán Sánchez Alvarez
VOCAL III	Ing. Julio David Galicia Celada
VOCAL IV	Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz
VOCAL V	Br. Elisa Yazminda Videz Leiva
SECRETARIO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
EXAMINADOR	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
EXAMINADOR	Ing. Armando Ola Hernandez
EXAMINADOR	Ing. Carlos Alfredo Fernández Erazo
SECRETARIO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO PARA LA VERIFICACIÓN SÍSMICA EN CONSTRUCCIONES DE MAMPOSTERÍA

Tema que me fuera asignado por el Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 25 de Octubre de 2002.

Jorge Mauricio López Vanegas

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
RESUMEN	XIII
OBJETIVOS	XIV
INTRODUCCIÓN	XV

1. SIMBOLOGÍA A UTILIZAR

1.1 Conceptos claros y precisos de palabras importantes en el diseño	
1.1.1 Campo de validez	1
1.1.2 Acciones sísmicas de diseño	5
1.1.3 Direcciones de análisis	5
1.1.4. Consideración de las cargas gravitacionales	6
1.1.5. Superposición de efectos traslacionales y torsionales	7
1.1.6. Fuerzas sísmicas horizontales	7
1.1.6.1. Resultante de fuerzas horizontales equivalentes o esfuerzo de corte en la base	8
1.1.6.2. Coeficiente sísmico de diseño	9
1.1.6.3. Distribución de la resultante de las fuerzas horizontales equivalentes, en función de la altura de la construcción	10
1.1.6.4. Esfuerzo de corte en el nivel k	11

1.1.7.	Efectos torsionales	
1.1.7.1.	Limitación de los efectos torsionales	13
1.1.7.2.	Fuerzas sísmicas verticales	13
1.2.	Tipos de cargas	15
1.2.1.	Cargas verticales	15
1.2.1.1.	Carga permanente	16
1.2.1.2.	Carga no permanente	16
1.2.2.	Cargas laterales	16
1.2.3.	Estado de carga	17
1.3.	Criterios generales para análisis y diseño	17
1.3.1.	Distribución de soluciones	17
1.3.2.	Criterios de distribución de soluciones	18
1.3.3.	Losas Tradicionales colocado <i>in situ</i>	19
1.3.3.1	Losas de diferente conformación a las losas de concreto armado colocado <i>in situ</i> .	19
1.3.4.	Determinación de rigideces de muros	22
1.3.5.	Limitaciones de efectos torsionales	23
1.3.6.	Capacidad de redistribución. elementos críticos	24
2.	GENERALIDADES	25
2.1.	Análisis	25
2.1.2.	Determinación de esfuerzos	25
2.1.3.	Estabilidad lateral	25
2.1.4.	Combinación de unidades	26
2.1.5.	Resistencia de fuerzas de viento, explosión o sismo	26
2.2.	Resistencia de la mampostería	26
2.2.1.	Generalidades	26
2.2.2.	Máximos esfuerzos de trabajo permisibles para mampostería no reforzada	27

2.2.3.	Máximo esfuerzos de trabajo permisibles para mampostería reforzada	28
2.2.4.	Esfuerzos permisibles en el refuerzo	30
2.3.	Diseño de muros y columnas	31
2.3.1	Nomenclatura	31
2.3.2.	Relación de esbeltez	32
2.3.2.1.	Muros	32
2.3.2.2.	Columnas	32
2.3.2.3.	Coeficiente de esbeltez	33
2.3.2.4.	Altura efectiva en muros	33
2.3.4	Altura efectiva en columnas	33
2.3.5.	Espesor efectivo	34
2.3.6.	Excentricidad	34
2.3.6.1.	Flexión en una dirección	35
2.3.6.2.	Flexión respecto a los dos ejes principales	36
2.3.7.	Área de la sección transversal	37
2.3.8.	Carga vertical permisible sobre muros y columnas no reforzadas	37
2.3.9.	Muros reforzados	39
2.3.9.1.	Cargas verticales permisibles	39
2.3.9.2.	Refuerzo mínimo	40
2.3.9.3.	Columnas reforzadas	41
2.3.9.4.	Carga vertical permisible	41
2.3.10.	Refuerzo mínimo	42
2.3.11.	Muros y columnas parcialmente reforzados	43
2.3.11.1.	Carga vertical permisible	43
2.3.12.	Muros de corte reforzados y no reforzados	44
2.3.12.1	Excentricidad	44
2.3.12.2.	Carga vertical permisible	44
2.3.12.3	Esfuerzo de corte permisible	44
2.3.12.4	Muros perpendiculares	45

2.3.12.5. Anclajes de diafragma	45
2.4. Diseño a flexión de mampostería reforzada	46
2.4.1. Nomenclatura	46
2.4.2. Suposiciones	47
2.4.3. Cálculos de flexión	48
2.4.4. Refuerzo mínimo	49
2.4.5. Corte y tensión diagonal	49
2.4.5.1 Esfuerzo cortante	49
2.4.5.6 Tipos de refuerzo del alma	51
2.4.5.7 Estribos	52
2.4.5.7.1. Barras dobladas	52
Espaciamiento del refuerzo del alma	53
2.4.6. Adherencia y anclaje	53
3. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL	54
3.1. Diafragmas	56
3.2. Distribución de cargas laterales	62
3.3. Distribución de carga axial	71
3.4. Muros transversales	72
4. CALIDAD DE LA MAMPOSTERÍA	74
4.1. Resistencia de la mampostería	74
4.1.1. Resistencia básica a la compresión de la mampostería	74
4.2. Resistencia al corte de la mampostería	80
4.2.1. Deformabilidad de la mampostería	86
4.2.1.1. Módulo de elasticidad longitudinal	86
4.2.1.2. Módulo de corte	87
4.3. Clasificación de los muros	87
4.3.1. Muros no resistentes	87

4.3.2.	Muros resistentes	88
4.3.3.	Clases de mampostería para muros resistentes	88
4.3.3.1	Mampostería cizada	88
4.3.4.	Mampostería reforzada con armadura distribuida	89
4.3.5.	Clasificación de los muros resistentes	90
4.3.6.	Condiciones que deben cumplir los muros resistentes	90
4.3.6.1.	Materiales	90
4.3.6.2.	Espesores mínimos de muros resistentes	91
4.3.6.3.	Horizontal mínimas de muros resistentes	91
4.3.7.	Tipos de mampostería a utilizar en construcciones	93
4.4.	Altura máxima y número máximo de pisos en dichas construcciones de mampostería	93
4.4.1.	Combinaciones de diferentes clases de mampostería	95
4.4.2.	Armadura horizontal en muros cizados armados	95
4.5.	Principios generales de composición estructural	96
5.	PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO PARA LA	
	VERIFICACIÓN DE CONSTRUCCIONES DE MAMPOSTERÍA	99
5.	Finalidad y descripción	99
5.1.	Condiciones de aplicabilidad	100
5.1.1.	Agrupamiento	100
5.1.2.	Estructuración	100
5.1.3.	Altura de la construcción	101
5.1.4.	Esbeltez de la construcción	101
5.1.5.	Dimensiones en planta	101
5.1.6.	Rigidez en su plano de entrepisos y techos	101
5.1.7.	Continuidad de muros resistentes	102

5.1.8.	Disposición en planta de los muros resistentes	102
5.1.9.	Mampuestos y morteros	104
5.1.10.	Eslabones	104
5.1.11.	Muros resistentes de mampostería reforzada con armadura Distribuida	105
5.1.12.	Verificación de la densidad de muros	107
5.2.	Aspectos constructivos	108
5.2.1.	Materiales componentes de la mampostería	108
5.2.1.1.	Mampuestos	108
5.2.1.2.	Morteros	109
5.2.1.3.	Especificación de los materiales	109
5.2.2.	Ejecución de los muros de mampostería	110
5.2.2.1.	Juntas	110
5.2.2.2.	Disposición de los mampuestos	110
5.2.2.3.	Colocación del concreto	110
5.2.2.4.	Disposición de las armaduras	111
5.2.2.5.	Estabilidad de los muros durante su construcción	111
5.2.2.6.	Curado de los morteros	111
5.2.2.7.	Verticalidad de los muros	112
5.2.2.8.	Canalizaciones	112
5.3.	Aplicación a una estructura	112
5.3.1.	Criterio de Diseño, Plan y Elevación	112
5.3.1.a.	General	112
5.3.1.b.	Sistema de pisos y techos	112
5.3.1.c.	Sistema estructural para pared	116
5.3.1.d.	Diseño de fuerza lateral	116
5.3.2.	Localización del centro de masa	118
5.3.3.	Localización del centro de rigideces y	

determinación del diseño de excentricidad	121
5.3.4 Diseño de fuerza lateral	125
5.3.4.a. General	125
5.3.4.b. Fuerza de corte en la base	126
5.3.5 Distribución de fuerzas laterales	131
5.3.6 Momento Torsor o de Vuelco	132
5.3.7 Distribución para primera historia de carga y momento, nivel base, corte emparedes (dirección transversal)	135
CONCLUSIONES	145
RECOMENDACIONES	146
BIBLIOGRAFÍA	147
ANEXOS	148

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Consideraciones de las cargas verticales	6
2.	Distribución de fuerzas en el corte de la pared.	24
3.	Fuerzas laterales	55
4.	Deflexión del muro	62
5.	Deflexión en el elemento vertical	63
6.	Deflexión en el elemento vertical	64
7.	Deflexión en el elemento vertical	64
8.	Diafragma flexible	65
9.	Diagrama de rigidez por flexión	67
10.	Diafragma de rigidez por corte	70
11.	Diafragma de rigidez por flexión total	70
12.	Tipo de armado entre los muros	73

13.	Tipo de distribución de esfuerzos	73
14.	Resistencia al corte	84
15.	Sección transversal del ejemplo	114
16.	Plano estructural típico para piso	115
17.	Plano típico de piso.	119
18.	Edificio de ejemplo	120
19.	Localización del centro de rigidez y el centro de masa en el primer nivel	125
20.	Fuerzas de viento en el edificio	128
21.	Fuerzas de corte en edificio	132
22.	Diagrama de momentos torsionales	143

TABLAS

I.	Coeficiente sísmico C_{nm} y tipo de mampostería.	9
II.	Coeficiente sísmico vertical C_v	14
III.	Malla en la cama de compresión.	20
IV.	Máximos esfuerzos de trabajo permisibles para mampostería no reforzada	27
V.	Máximo esfuerzos de trabajo permisibles para mampostería reforzada	28
VI.	Deformación relativa por corte y flexión	69
VII.	Factores de corrección de la resistencia en función de la esbeltez de las pilas de mampostería.	76
VIII.	Factor f_m de correlación entre σ'_{mo} σ_{pk}	79
IX.	Valores de σ'_{mo} en función de los tipos usuales de mampuestos y morteros.	81
X.	Valores de τ_{mo} en función de los tipos usuales de mampuestos y morteros.	85

XI.	Alturas máximas y número máximo de pisos en las construcciones de mampostería.	94
XII.	Armadura mínima de muros de mampostería cizada armada.	96
XIII.	Armaduras de vigas y columnas de cizada de concreto armado.	104
XIV.	Valores de la densidad mínima requerida de muros resistentes	108
XV.	Centro de masa de paredes	117
XVI.	Peso muerto de piso	119
XVII.	Efecto de altura de pared en rigidez (altura de la base en pies)	121
XVIII.	Localización del centro de rigidez, primeros pisos y paredes, nivel base	122
XIX.	Excentricidad en el centro de masa y el centro de rigidez incluyendo el 5% accidental	123
XX.	Distribución de fuerzas laterales para cada nivel de piso en dirección transversal	133

XXI. Momentos torsores en construcción de cada nivel de piso en dirección transversal tanto en “X” como en “Y”	134
XXII. Distribución de fuerzas y momentos torsionales en el primer piso, nivel base, dirección transversal norte sur	136
XXIII. Dirección longitudinal (Norte – Sur)	137
XXIV. Distribución de fuerzas y momentos torsionales en el quinto piso, nivel 4, dirección transversal norte sur	138
XXV. Dirección longitudinal (Norte – Sur)	139
XXVI. Lista de la suma de las fuerzas en cada nivel al corte sísmico y momento del torsional a ese nivel. Datos similares a la tabla 21 y 22 de cada nivel	140
XXVII. El valor aumenta de la cima para basar como las fuerzas es acumulativo estos aumentan valores del 50% y el elemento de la pared se diseña para este aumento cantidad.	141
XXVIII. Resumen de total de cada momento de vuelco de cada nivel a cada pared (pied-kips)	142
XXIX. Resumen de total de cada momento de vuelco de cada nivel (kips- pie)	143

XXX. Coeficiente de deflexión y rigidez de pared de cálculo de la fuerza horizontal	158
XXXI. Coeficiente de deflexión y rigidez de pared de cálculo de la fuerza horizontal	159
XXXII. Coeficiente de deflexión y rigidez de pared de cálculo de la fuerza horizontal	160
XXXIII. Coeficiente de deflexión y rigidez de pared de cálculo de la fuerza horizontal	161
XXXIV. Coeficiente de deflexión y rigidez de pared de cálculo de la fuerza horizontal	162
XXXV. Coeficiente de deflexión y rigidez de pared de cálculo de la fuerza horizontal	163

RESUMEN

Este método pretende ser una guía o una respuesta a las varias preguntas que día a día se hacen los ingenieros civiles dedicados a la construcción en este país.

Este procedimiento tiene la finalidad de simplificar la fuerza sísmica en construcciones sencillas cuya estructura resistente esté conformada por muros de mampostería. Su aplicación permite reemplazar los cálculos estáticos que requiere el método general establecido por la verificación, en cada piso, de la densidad de muros resistentes dispuestos según cada una de las dos direcciones ortogonales de análisis de la construcción.

Para poder utilizar este procedimiento deberán satisfacerse las condiciones de aplicabilidad.

El procedimiento permite controlar implícitamente las tensiones de corte a través de la verificación de la densidad de muros resistentes.

OBJETIVOS

General

- Analizar estructuras de mampostería con un nuevo método para el cálculo de fuerzas de sismo con procedimientos actuales y teniendo presente conceptos prácticos con un grado de confiabilidad que dicho método utiliza para su análisis y diseño.

Específicos

1. Exponer el método simplificado para el análisis de la acción sísmica en elementos estructurales construidos con mampostería.
2. Lograr un método más práctico y confiable que nos ayudará hacer un procedimiento práctico y basado en tablas.
3. Analizar elementos estructurales de mampostería con métodos que nos ayudaran para su diseño, cálculo y realizar construcciones que soporten las fuerzas horizontales.
4. Realizar un estudio claro y preciso para que sirva de guía a profesionales que se dedican a la construcción.
5. Conocer nuevos métodos para el análisis de dicho tipo de estructuras hechas con mampostería.

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo más que una simple investigación, pretende una guía o una respuesta a las varias preguntas que día a día se hacen los ingenieros civiles dedicados a la construcción en este país.

Este trabajo de graduación no es sencillo, pues no es fácil investigar y demostrar con números lo importante que es conocer y llegar a comprender los métodos que se utilizan en la actualidad para analizar muros estructurales con mampostería, para así tener en Guatemala criterios estructurales que forma parte del conjunto de un proyecto que esta en ejecución.

Este estudio pretende ser una fuente adecuada de consulta, para una etapa importante en la construcción de este tipo estructuras, ya que sin dicho análisis se deben conocer y aplicar los requisitos mínimos, para que sirva de norma en la proyección y ejecución de obras de mampostería *in situ*, a fin de dotarlas de un grado de seguridad suficiente ante las acciones sísmicas y de otra naturaleza. En dicho tema se debe ser cuidadoso, tener amplio criterio y un estricto control de todos los aspectos que son necesarios. A través del tiempo, se ha trabajado con métodos muy largos y laboriosos los cuales en la

actualidad son una guía para el análisis y diseño de este tipo de estructuras

Por esa razón se mostraran en este trabajo algunos aspectos que se deben aplicar para la confiabilidad de este método y se debe de considerar en la actualidad, ya que se aplican a las construcciones cuya estructura resistente está constituida por muros de mampostería de ladrillo de barro cocido, tomándolos desde un punto de vista académico analista.

La investigación se ha dividido en varias etapas, que al principio aparentemente parecieran difíciles de analizar pero a final el objetivo último será alcanzado.

Definiremos estructuras de mampostería. La palabra estructura la hemos oído, muchas veces; estructura, es la armadura que sostiene un conjunto.

Caracteriza a una buena estructura, la confiabilidad que pueda alcanzar, el grado de certeza con que podamos conocer su comportamiento. Dicha será tan buena con un factor muy importante y poderla calificar por su seguridad y su estabilidad.

En cuanto a “mampostería”, la entenderemos como aquella obra de albañilería hecha de unidades unidas unas con otras.

Mampostería es una pared de ladrillo, un muro de piedra, etc. Sin duda alguna, es uno de los tantos tipos estructurales más antiguos utilizados por el hombre en la rama de la construcción.

En un principio se utilizó la mampostería sin refuerzo, aprovechando su masividad para soportar fuerzas verticales, laterales debidas al viento o al sismo. Un ejemplo de este tipo de estructuras son las masivas construcciones de la Edad Media.

A la introducción de la mampostería reforzada, se lograron construir estructuras de mampostería más livianas las que resultan altamente resistentes, diseñadas ya con una base científica y no tan empíricamente como en la Edad Media.

El gran avance en cuanto a los métodos de control de calidad de los productos, permite actualmente poder diseñar estructuras de mampostería con normas y especificaciones previamente establecidas, dando como resultado estructuras seguras, resistentes y económicas. Este trabajo pretende ser una guía de todo lector que analice y diseñe estructuras de mampostería trabajando con lecturas que se han escrito a través de un cuidadoso estudio y trabajo de laboratorio.

Es importante conocer este tipo métodos que nos ayudarán a diseñar en un menor tiempo para poder hacer uso de ellas cuando lo crea conveniente.

1. SIMBOLOGÍA A UTILIZAR

Las prescripciones contenidas en construcciones de mampostería, establecen los requisitos mínimos que deben observarse para proyectar y ejecutar construcciones tradicionales de mampostería in situ, a fin de darles un grado de seguridad suficiente ante las acciones sísmicas

1.1. Conceptos claros y precisos de palabras importantes en el diseño

1.1.1 Campo de validez

Se aplican a las construcciones cuya estructura resistente este constituida por muros de mampostería de barro cocido o de concreto.

S_c	=	sección total de la armadura longitudinal de una columna;
A_e	=	sección de estribos en una capa;
$A_{mín}$	=	sección mínima de armadura longitudinal;
A_v	=	sección total de la armadura longitudinal de una viga;
A_{hd}	=	sección de armadura horizontal distribuida en muros de mampostería reforzada (cm^2/m);
A_{vd}	=	sección de armadura vertical distribuida en muros de mampostería reforzada (cm^2/m);
A_c	=	área total de la sección de una columna;
A_M	=	área bruta de la sección horizontal de un muro de mampostería, sin considerar los choques;

A_{MT}	=	área bruta total sin considerar los choques, de la sección horizontal de los muros resistentes dispuestos en cada nivel de la construcción según la dirección de análisis considerada;
C	=	coeficiente sísmico de diseño;
C_{nm}	=	coeficiente sísmico normalizado para construcciones de mampostería;
$C.M.$	=	centro de masas correspondiente a un nivel determinado de la construcción;
$C.R.$	=	centro de rigidez de un nivel determinado de la construcción;
E_m	=	módulo de elasticidad longitudinal de la mampostería;
E_s	=	efectos originados por las acciones sísmicas de diseño;
E_w	=	efectos originados por las cargas verticales;
F_i	=	fuerza sísmica horizontal actuante en el nivel i de la construcción;
F_v	=	fuerza sísmica vertical asociada a la carga gravitacionales;
F_{vn}	=	fuerza sísmica vertical ascendente no superpuesta a la carga gravitacionales;
G_m	=	módulo de corte de la mampostería;
H	=	altura de un muro de mampostería, medida entre los centros de apoyos horizontales (entrepisos, techos, borde superior de la fundición, etc.);
H_o	=	distancia entre los ejes de las vigas de amarre superior e inferior del panel de mampostería considerado;
H_t	=	altura total de un muro de mampostería, medida desde el borde superior hasta el nivel extremo superior;
K	=	coeficiente que depende de las condiciones de apoyo del muro; L
	=	longitud de un muro de mampostería, medida entre sus bordes extremos;
L_e	=	distancia entre ejes de las columnas de un muro resistente;

L_o	=	longitud del panel de mampostería, medida entre los ejes de las columnas que confinan el panel;
M_{tk}	=	momento torsor acumulado en el nivel k de la construcción;
M_{UR}	=	momento resistente último a flexo-compresión de un muro de mampostería;
M°_{UR}	=	momento resistente último a flexión simple de un muro de mampostería;
M_{UV}	=	momento flexor último en dirección vertical por unidad de longitud de un muro, ante cargas perpendiculares a su plano;
N_U	=	esfuerzo normal sobre un muro, derivado de los estados de carga;
N_{Uo}	=	capacidad resistente de un muro a compresión axial;
N_{UR}	=	resistencia última a carga vertical de un muro;
S_U	=	solución externa derivada de los estados de carga indicados
S_{UR}	=	solución que resiste un muro de mampostería en un límite último;
V_k	=	esfuerzo de corte sísmico en el nivel k de la construcción;
V_p	=	esfuerzo de corte actuante en un panel de mampostería;
V_{UR}	=	esfuerzo de corte resistido por un muro de mampostería en un estado último;
V_o	=	esfuerzo de corte en la base de la construcción;
W	=	carga vertical total que actúa sobre el nivel de base de la construcción;
W_i	=	carga vertical concentrada en el nivel i de la construcción;
d	=	densidad mínima requerida de muros resistentes;
d_c	=	dimensión transversal de una columna medida según el plano del panel considerado;
d_{c1}	=	dimensión transversal según el plano considerado, del

	=	amarre al que pertenece la barra que se ancla;
d_s	=	diámetro de las barras de armadura;
e_a	=	excentricidad accidental de la carga vertical actuante sobre muros de mampostería;
e_c	=	excentricidad complementaria de la carga vertical actuante sobre muros de mampostería;
e_t	=	excentricidad calculada en el borde superior de los muros;
e^*	=	excentricidad de diseño de muros a cargas verticales;
e_3	=	excentricidad fija en un nivel determinado de la construcción;
f_m	=	factor de correlación entre σ'_{mo} y σ'_{PK} ;
h_i	=	altura del nivel i medida desde el nivel de base de la construcción;
k	=	cantidad de pisos ubicados por encima del piso considerado;
l	=	máxima dimensión en planta, medida perpendicularmente a la dirección de V_k ;
l_e	=	longitud de empalme de barras de armadura;
l_f	=	longitud de la rama recta final del anclaje de barras de armadura;
l_l	=	longitud requerida de anclaje de barras de armadura;
q	=	peso propio de un muro por unidad de superficie lateral;
q_s	=	carga sísmica por unidad de superficie del muro, aplicada en dirección perpendicular a su plano;
s_e	=	separación entre estribos cerrados;
t	=	espesor del muro de mampostería;
α_e	=	coeficiente que depende del porcentaje de barras;
β	=	coeficiente para determinar la longitud de pandeo de los muros resistentes de mampostería;
β_s	=	tensión de fluencia del acero;

γ_d	=	factor de riesgo
δ	=	coeficiente de variación para determinar las resistencias características a compresión y corte de la mampostería;
λ_g	=	esbeltez geométrica de un muro de mampostería;
μ_{hd}	=	cuantía de armadura horizontal de muros de mampostería reforzada con armadura distribuida;
μ_{vd}	=	cuantía de armadura vertical de muros de mampostería reforzada con armadura distribuida;
σ_o	=	tensión y compresión originada por las cargas verticales que actúan sobre un muro;
σ'_{mk}	=	resistencia característica a la compresión de la mampostería;
σ'_{mm}	=	promedio de las resistencias a compresión de mampostería, determinadas mediante ensayos;
τ_{mk}	=	resistencia al corte de la mampostería;
τ_{mm}	=	promedio de las resistencias al corte de muros de mampostería, determinadas mediante ensayos;
τ_{mo}	=	resistencia básica al corte de la mampostería;
ψ	=	factor de reducción por excentricidad de carga vertical y esbeltez de muros;
Ω	=	superficie cubierta total de la construcción, disponible por encima del nivel considerado.

1.1.2. Acciones sísmicas de diseño

Las acciones sísmicas de diseño se esquematizarán convencionalmente como sistemas de fuerzas horizontales estáticas equivalentes.

1.1.3 Direcciones de análisis

Se admitirá que las fuerzas horizontales estáticas equivalentes a la acción sísmica actúan independientemente según dos direcciones ortogonales de la construcción. Dichas direcciones de análisis se establecerán de la siguiente forma:

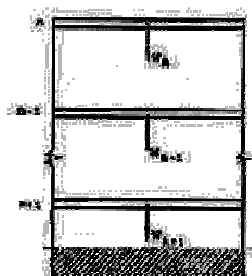
- a) Si la estructura está constituida por muros en ambas direcciones ortogonales, éstas deberán considerarse como direcciones de análisis.
- b) Si la planta de la construcción es aproximadamente simétrica con respecto a un eje, una de las direcciones de análisis deberá coincidir con dicho eje.
- c) Si no se cumplen las condiciones a) y b) anteriores, se elegirán en forma arbitraria dos direcciones ortogonales de análisis, aplicando según cada una de ellas, la acción sísmica prescrita correspondiente, incrementada en un 15%.

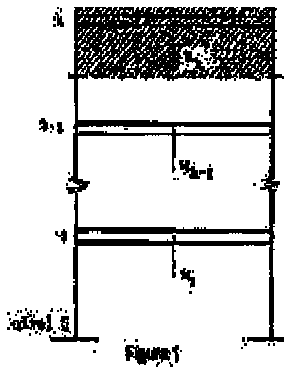
1.1.4. Consideración de las cargas verticales

Las cargas verticales que se deberán considerar para la determinación de las acciones sísmicas, estarán compuestas por las cargas permanentes y una fracción de la sobrecarga de servicio.

Dichas cargas verticales podrán ser reemplazadas por un conjunto de cargas concentradas que se podrán suponer aplicadas a nivel de los entrepisos y techo de la construcción. Como se indica en la figura 1.

Figura 1. Consideraciones de las cargas verticales





La carga vertical W_k que se supone concentrada en un determinado nivel k de la construcción se obtendrá sumando todas las cargas correspondientes a dicho nivel considérese las cargas permanentes con su respectivo factor de servicio, el peso propio de los elementos estructurales y no estructurales (muros, tabiques, columnas, etc.) que resulten comprendidos dentro del sector determinado por dos planos horizontales ubicados a la mitad de la altura de los dos pisos contiguos al nivel k considerado, según se indica en la figura 1.

Los pesos de los tanques y otros elementos emergentes del nivel n (techo), se superpondrán concentrados en dicho nivel, siempre que, en total, no superen el

25% de

la carga verticales correspondiente al mismo nivel.

1.1.5. Superposición de efectos traslacionales y torsionales

Los efectos traslacionales y torsionales originados por la acción sísmica actuante según la dirección de análisis considerada, se superpondrán aplicando

según dicha dirección un sistema de fuerzas horizontales determinado de acuerdo con el inciso 1.1.6. y 1.1.7 un momento torsor acumulado.

1.1.6. Fuerzas sísmicas horizontales

El sistema de fuerzas horizontales equivalentes a la acción sísmica, que se aplica en la dirección de análisis considerada, se establece determinando primero el valor de la fuerza sísmica horizontal resultante o sea el esfuerzo de corte en la base a partir de la cual se determinan luego las fuerzas en cada nivel del sistema, las cuales se suponen concentradas a nivel de los entresijos y techo de la construcción, en los que se han supuesto concentradas las cargas verticales.

1.1.6.1. Resultante de las fuerzas horizontales equivalentes o esfuerzo de corte en la base de la construcción

La resultante de las fuerzas horizontales equivalentes a la acción sísmica que actúan según la dirección de análisis considerada, se determinará mediante la siguiente expresión en el *Uniform Building Code* capítulo 16 ecuación 28-1:

$$V = ZIKS / R_w * W \quad \text{ó} \quad V = C * W \quad (1.1)$$

donde:

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad (1.2.)$$

siendo:

V_o = esfuerzo de corte en la base de la construcción;

C = el coeficiente sísmico de diseño, determinado según se indica en el inciso 1.1.6.2.;

W = la carga vertical total sobre el nivel de base de la construcción;

W_i = la carga vertical concentrada en el nivel i, determinada.

1.1.6.2. Coeficiente sísmico de diseño

El coeficiente sísmico de diseño C se determinará en forma simplificada, mediante la siguiente expresión:

$$C = C_{nm} \cdot \gamma_d \quad (1.3)$$

siendo:

C = el coeficiente sísmico de diseño;

C_{nm} = el coeficiente sísmico normalizado para construcciones de mampostería, el cual depende de la zona sísmica y del tipo de mampostería.

γ_d = el factor de riesgo que se establece según los capítulos que vendrán a continuación.

Tabla I. Coeficiente sísmico C_{nm} y tipo de mampostería

C_{nm}	
Mampostería de ladrillo	Mampostería de barro cocido
0.10	0.15
0.18	0.27
0.25	0.38
0.35	0.53

Para determinar el tipo de mampostería deberán tenerse en cuenta las definiciones establecidas en el capítulo 2 y 4 de este trabajo de graduación.

1.1.6.3.1. Distribución de la resultante de las fuerzas horizontales equivalentes, en función de la altura de la construcción

La resultante V_o de las fuerzas sísmicas horizontales equivalentes se distribuye en función de la altura de la construcción, según fuerzas horizontales que se suponen concentradas a nivel de los entrepisos y techo.

Para un entrepiso o nivel k determinado, la fuerza sísmica horizontal correspondiente se obtendrá mediante la siguiente expresión en el capítulo 16, ecuación 28-8 de UBC:

$$F_k = \frac{W_k \cdot h_k \cdot V_o}{\sum W_i \cdot h_i} \quad (1.4.)$$

siendo:

- F_k = la fuerza sísmica horizontal actuante en el nivel k;
- $W_i; W_k$ = las cargas verticales concentradas en los niveles i ;
- $h_i; h_k$ = las alturas de los niveles i o k medidas a partir del nivel de base de la construcción;
- V_o = la resultante de las fuerzas sísmicas horizontales equivalentes.

1.1.6.4. Esfuerzo de corte en el nivel k

El esfuerzo de corte en un determinado nivel k de la construcción, se obtendrá mediante la siguiente fórmula, capítulo 16, ecuación 28-6 de UBC:

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i \quad (1.5.)$$

siendo:

- V_k = el esfuerzo de corte sísmico en el nivel k;
- F_i = la fuerza sísmica horizontal actuante en el nivel i de la construcción.

1.1.7. Efectos torsionales

Los efectos torsionales se establecerán considerando la no coincidencia entre el centro de rigidez C.R. de un nivel determinado y la recta de acción del esfuerzo de corte en dicho nivel. Dicha excentricidad se modificará posteriormente, con el propósito de tener en cuenta la amplificación dinámica correspondiente y las incertidumbres sobre la distribución real de las cargas verticales y la posición efectiva del centro de rigidez C.R.

En cada nivel de la construcción, a los esfuerzos de corte traslacionales originados por las fuerzas sísmicas horizontales equivalentes definidas en el inciso 1.1.6.3., calculadas con esta fórmula se superpondrán los esfuerzos de corte rotacionales originados por el momento torsor acumulado hasta dicho nivel.

Se admitirá que en cada nivel, la fuerza sísmica horizontal F_k actúa aplicada en el centro de masas C.M. correspondiente a dicho nivel.

El momento torsor acumulado en el nivel k, se determinará mediante las siguientes expresiones:

$$M_{tk} = (2 e_3 + 0.10 l) V_k \quad (1 . 6 .)$$

$$M_{tk} = (e_3 - 0.10 l) V_k \quad (1 . 7 .)$$

siendo:

M_{tk} = el momento torsor acumulado en el nivel k;

V_k = el esfuerzo de corte en el nivel k, determinado según el inciso 1.1.6.4.;

e_3 = la excentricidad es distancia entre el centro de rigidez C.R. del nivel k y la recta de acción del esfuerzo de corte V_k , medida perpendicularmente a la dirección de análisis considerada;

l = la máxima dimensión en planta medida perpendicularmente a la dirección de sismo.

Para determinar el esfuerzo de corte rotacional producido por los efectos torsionales en cada muro, se empleará la fórmula de M_{tk} que origina soluciones desfavorables.

Se considerarán solamente los aumentos de esfuerzo de corte originados por efecto de la torsión. Las disminuciones no deberán tenerse en cuenta.

1.1.7.1. Limitación de los efectos torsionales

Los muros sismorresistentes se dispondrán en tal forma que, en todos los niveles el esfuerzo de corte rotacional sobre cada muro no sea mayor que el correspondiente esfuerzo de corte traslacional originado por las fuerzas sísmicas horizontales.

1.1.7.2. Fuerzas sísmicas verticales

Generalmente no es necesario considerar la componente vertical de la fuerza sísmica, excepto en el caso de voladizos. La estructura se supondrá sometido a fuerzas verticales proporcionales a sus pesos, determinadas según la siguiente expresión:

$$F_v = \pm C_v \cdot \gamma_d \cdot W \quad (1.8.)$$

siendo:

F_v = la fuerza sísmica vertical asociada a la carga vertical W ;

W = la carga vertical actuante en la estructura considerada;

C_v = el coeficiente sísmico vertical, cuyos valores se indican o se calculan para el diseño;

γ_d = el factor de riesgo que se establece en los capítulos siguientes de este informe.

Tabla II. Coeficiente sísmico C_v

C_v
0.25
0.50
0.90
1.20

La fuerza vertical resultante en sentido ascendente no deberá ser menor que la determinada mediante la siguiente fórmula:

$$F_{vn} = -0.25 C_v \cdot W \quad (1.9.)$$

siendo:

- F_{vn} = la fuerza vertical ascendente no superpuesta a la carga vertical;
- C_v = el coeficiente sísmico vertical, cuyos valores se indican en la tabla o se calculan;
- W = la carga verticales actuantes en la estructura considerada.

1.2. Tipos de cargas

Todo ingeniero al diseñar una estructura, busca proporcionar a la construcción la seguridad, funcionalidad y economía. Al diseñare se busca que todas las componentes trabajen bajo la acción de cargas que no excedan los esfuerzos permisibles.

De esa manera, se deben incluir en el análisis de estructuras por lo menos las siguientes cargas:

1.2.1. Cargas verticales

1.2.2. Cargas laterales

1.2.1. Cargas verticales

Estas cargas tienden a producir esfuerzos en los elementos que componen una estructura y generalmente son cargas gravitacionales; este tipo de cargas pueden ser:

1.2.1.1. Carga permanentes

1.2.1.2. Carga No permanentes

En algunos casos, fuerzas dinámicas como el viento, un sismo o una explosión, pueden producir cargas verticales, aunque esto no es un factor crítico.

1.2.1.1. Carga permanente

La carga permanente en una estructura la constituyen el peso propio de la construcción, tomando en cuenta los muros, tabiques, escaleras, pisos, techos, etc., también se toma en cuenta el equipo fijo.

Este tipo de carga es necesario tener varios criterios que son necesarios conocerlos y aplicarlos en cada miembros de la estructura.

1.2.1.2. Carga no permanentes

Esta carga es la que soporta una estructura debido al uso u ocupación que tendrá. Existen valores o tabulaciones de valores de carga viva mínima que ha de soportar cada estructura de acuerdo a su función o destino de la misma.

Esta carga puede incluir efectos ordinarios de impacto, vibración, etc. y producidos por maquinaria, movimiento de elevadores, etc.

1.2.2. Cargas laterales

Esta carga es la producida por sismo, viento o impacto, siendo permanente dinámicas, mientras las cargas verticales son estáticas. Una característica muy especial en las cargas laterales es que su aplicación es en un corto período de tiempo.

Para facilitar el cálculo de estas cargas se supone que estas cargas son estáticas, debido a que en la mayoría de las estructuras el primer modo de vibración representa un 98% de la carga dinámica esperada, siempre y cuando el tipo de estructuración sea regular y se busque simetría.

1.2.3 Estados de carga

Para el análisis, diseño y verificaciones de resistencia de las construcciones sismorresistentes de mampostería, se deberán considerar los estados de carga y correspondientes combinaciones de efectos que se indican

a continuación. Se adoptará la combinación más desfavorable de efectos según las siguientes alternativas:

$$1.3 E_W \pm E_S \quad (1.10.) \quad 0.85 E_W \pm E_S \quad (1.11.)$$

siendo:

E_W = los efectos provocados por las cargas verticales

E_S = los efectos provocados por las acciones sísmicas de diseño especificadas.

La construcción deberá verificarse con los estados de carga que sean necesarios pero que no incluyen el sismo.

No se considera necesaria la verificación bajo la acción simultánea de viento y sismo.

1.3. Criterios generales para análisis y diseño

1.3.1. Distribución de soluciones

La distribución en planta de las soluciones globales actuantes en cada nivel, entre los muros resistentes, deberá efectuarse teniendo en cuenta la rigidez de dichos muros con relación a la deformabilidad del entrepiso o techo de la construcción solicitado por las fuerzas sísmicas actuantes en su plano. La mencionada distribución se realizará de acuerdo con los criterios de cada diseñador o los que se pueden encontrar en otros trabajos de graduación.

1.3.4. Criterios de distribución de soluciones

Los entrepisos y el techo de la construcción podrán considerarse como diafragmas resistentes e indeformables siempre que sean capaces de resistir y transmitir las fuerzas sísmicas actuantes en su plano, con deformaciones menores que las deformaciones horizontales de los muros resistentes dispuestos según la dirección de análisis considerada. En este caso la distribución de las soluciones globales actuantes en cada nivel se realizará proporcionalmente a las rigideces relativas de dichos muros.

Los entrepisos y el techo de la construcción constituyen diafragmas muy deformables con relación a los muros resistentes dispuestos según la dirección de análisis, la distribución de las soluciones globales actuantes en cada nivel se realizará según el criterio de zonas de influencia.

En situaciones intermedias, la distribución deberá efectuarse mediante un análisis en el que se consideren las deformaciones en su plano de los

entrepisos y techos, y de los muros resistentes dispuestos según la dirección de análisis considerada, estableciendo las correspondientes condiciones de equilibrio. O bien, en forma aproximada, dicha distribución podrá realizarse de modo que las fuerzas sísmicas que correspondan a los muros dispuestos según la dirección de análisis considerada, se obtengan como la envolvente de los valores máximos de los dos sistemas de fuerzas resultantes de considerar ambas hipótesis extremas con respecto a la deformabilidad en su plano de los entrepisos y techo de la construcción:

- Indeformables
- Muy deformables

1.3.5. Losas tradicionales colocado *in situ*

Los entrepisos y techos constituidos por losas tradicionales de concreto armado colocado *in situ* podrán considerarse indeformables y resistentes a fuerzas contenidas en su plano.

1.3.3.1. Losas de diferente conformación a las losas de concreto armado colocado *in situ*

Los entrepisos y techos constituidos por losas de diferente conformación a las losas de concreto armado colocado *in situ* podrán considerarse indeformables y resistentes a fuerzas contenidas en su plano, satisfagan los requisitos que se detallan a continuación según los diferentes tipos de losas:

a) Losas nervuradas en una sola dirección:

En este tipo de losas deberán tenerse en cuenta las especificaciones correspondientes indicadas para el cálculo y ejecución de Estructuras de Concreto Armado y Pre-tensado.

En particular, en la cama de compresión de este tipo de losas, se dispondrá una armadura mínima en forma de malla en función de los diferentes tipos de acero y de la luz de cálculo l de la losa. La separación máxima entre las barras que conforman la malla será de 33 cm. En caso que los nervios de este tipo de losas posean una armadura longitudinal superior ubicada en la cama de compresión, dicha armadura podrá ser considerada como parte integrante de la malla mínima. Si la separación de estas barras excede de 33 cm se deberá disponer barras intermedias cuyos diámetros mínimos serán calculados o tomados de trabajos anteriores o por la misma experiencia del diseñador.

Tabla III. Malla en la cama de compresión

Acero	Luz de cálculo l de la losa	
	$l \leq 4.50$ m	$l > 4.50$ m
Acero Grado 40	3 barras por metro # 3	3 barras por metro # 3

b) Losas de viguetas premoldeadas con cama de compresión de concreto colocado in situ y estáticamente colaboradora para cargas verticales.

En este tipo de losas, los espesores de la capa de compresión serán, como mínimo de 5 cm.

La cama de compresión se dispondrá una armadura mínima en forma de malla que satisfaga los valores que necesita la losa en su diseño o los que se observan en la tabla III.

La separación máxima entre las barras que conforman la malla mínima será de 33 cm. En el caso que las viguetas premoldeadas de este tipo de losas posean una armadura longitudinal superior ubicada en la cama de compresión, dicha armadura podrá considerarse como parte integrante de la malla indicada en la tabla III. Si la separación de estas barras excede de 33 cm se deberán disponer barras intermedias cuyos diámetros serán los indicados en la tabla III o mayores.

c) Loquetas premoldeadas con cama de compresión de concreto colocado in situ y estáticamente para cargas verticales.

Para este tipo de losas deberán satisfacer la función como diafragma, dimensionamiento y disposiciones constructivas.

d) Loquetas premoldeadas sin cama de compresión estáticamente para cargas verticales.

Para este tipo de losas deberán satisfacerse los requisitos establecidos para el tipo c) anterior.

1.3.6. Determinación de rigideces de muros

Las rigideces de los muros deberán determinarse según los siguientes lineamientos:

- a) La determinación de las rigideces relativas de los muros podrá efectuarse admitiendo un comportamiento elástico.
- b) Deberán considerarse las deformaciones originadas por los efectos de flexión y corte.
- c) Las áreas y los momentos de inercia se determinarán considerando la sección horizontal de los muros.
- d) El cálculo de los momentos de inercia de la sección horizontal de los muros para determinar su rigidez a flexión, se realizará considerando la colaboración de los muros transversales. El ancho efectivo del ala hacia cada lado del muro considerado no excederá de 4 veces el espesor de dicho muro, ni de $1/16$ de su altura, medida desde el nivel considerado hasta el nivel extremo superior.

e) Para la determinación de rigideces se admitirá la hipótesis de empotramiento perfecto de los muros, siempre que se verifique alguna de las siguientes condiciones:

1.) Muros fundidos sobre suelos tipo I (ver tabla 3,)

2) Muros fundidos sobre suelos tipo II, cuyas fundiciones sean continuas entre los distintos paños.

f) Para muros fundidos sobre suelos Tipo III, con fundiciones continuas, la hipótesis de empotramiento perfecto queda condicionada a la rigidez y resistencia de la estructura.

g) La modelación de la estructura para análisis, se realizará de tal manera que considere las condiciones de rigidez y resistencia de los distintos elementos que intervienen en el mecanismo sismorresistente bajo los niveles de deformación derivados de las acciones sísmicas de proyecto.

1.3.5. Limitaciones de efectos torsionales

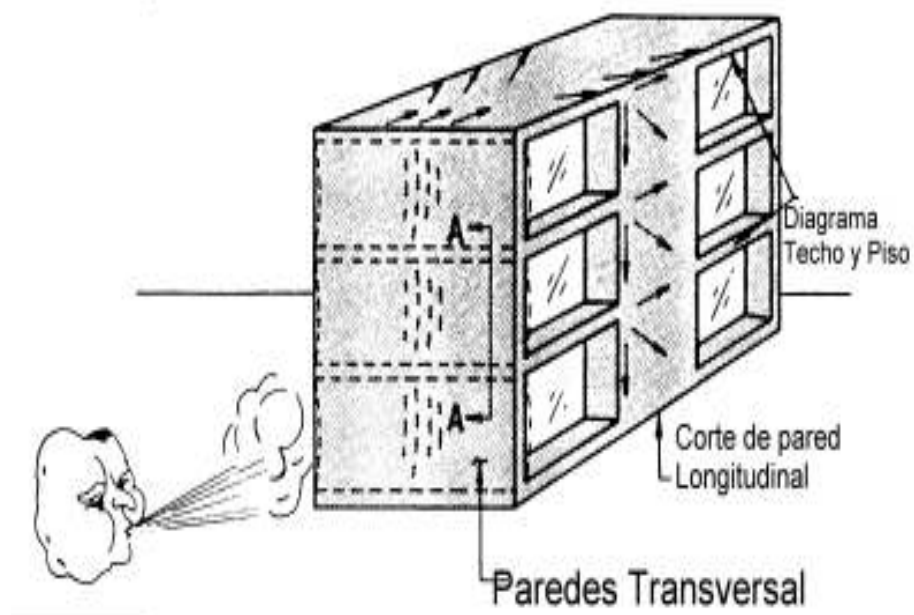
Toda construcción de mampostería deberá estructurarse en cada uno de sus niveles el esfuerzo de corte torsional actuante sobre cada muro no supere el esfuerzo de corte traslacional correspondiente a dicho muro.

1.3.6. Capacidad de redistribución en elementos críticos

La estructuración y el dimensionamiento de las construcciones de mampostería deberán de evitar que la falla prematura de algún muro que comprometa la estabilidad del conjunto.

Si un muro resiste más del 30% del esfuerzo de corte correspondiente a un nivel determinado, dicho muro se dimensionará para soportar un esfuerzo de corte igual a 1.33 veces al que originalmente le corresponda.

Figura 2. Distribución de fuerzas en el corte de la pared



2. GENERALIDADES

2.1. Análisis

La mampostería de carga, reforzada o no reforzada, deberá basarse en un análisis estructural general. Será diseñada para cumplir con los requerimientos generales según el código *Uniform Building Code* del año 1994.

2.1.2. Determinación de esfuerzos

Para determinar los esfuerzos en la mampostería deben tomarse en cuenta los efectos de las cargas permanentes y no permanentes. Deberá considerarse la excentricidad de las cargas verticales, los efectos de fuerzas laterales y otras fuerzas, debiendo cumplir con las especificaciones para sismo.

2.1.3. Estabilidad lateral

Los muros de carga y columnas se aplican a aquellos miembros soportados lateralmente, de tal manera que disminuyan los desplazamientos laterales en los soportes. Cuando los soportes laterales no disminuyan los desplazamientos de muros de carga y columna deberán hacerse consideraciones para prever el efecto de estos desplazamientos y asegurar la estabilidad tanto del miembro como de la estructura completa.

2.1.4. Combinación de unidades

Cuando un muro esta compuesto por unidades de distintas resistencias, los esfuerzos no deberán exceder a los esfuerzos permisibles para la más débil de las combinaciones de mortero de que se compone el miembro.

2.1.5. Resistencia de fuerzas de viento, explosión o sismo

Los esfuerzos de flexión, corte y compresión resultantes de fuerzas de viento, explosión o sismo, deberán de sumarse a los esfuerzos debido a la carga permanentes y no permanentes.

Para los esfuerzos debidos a viento, explosión o sismo, combinados con carga permanentes, no permanentes, los esfuerzos permisibles en la mampostería deberán incrementarse en un 33 % , alcanzando una resistencia no menor que la requerida por carga permanente y no permanente este valor depende de cada diseñador.

Deberá asumirse que viento, explosión o sismo, nunca actuarán simultáneamente sobre la estructura.

2.2. Resistencia de la mampostería

2.2.1. Generalidades

El valor de f_m usado para determinar los esfuerzos permisibles, deberá estar basado en la resistencia a compresión mínima especificada de la mampostería a los 28 días o la especificada para un período más corto al cual se diseñó la mampostería teniendo que soportar su carga total.

Es importante tener claro la resistencia ($f'm$), y la edad en la cual esta diseñado la mampostería.

2.2.2. Máximos esfuerzos de trabajo permisibles para Mampostería no reforzada

Tabla IV. Esfuerzos permisibles (lbs. /pulg²)

TIPO DE ESFUERZO	CON INSPECCION	SIN INSPECCION
Compresión axial		
Muros	0.2 $f'm$	$\frac{1}{2}$ (0.2 $f'm$)
Columnas	0.16 $f'm$	$\frac{1}{2}$ (0.16 $f'm$)
Flexo – compresión (fc)	0.26 $f'm$	$\frac{1}{2}$ (0.26 $f'm$)
flexo – tensión (ft)	28 psi	$\frac{1}{2}$ (28 psi)
Corte	0.5 $\sqrt{f'm}$	$\frac{1}{2}$ (0.5 $\sqrt{f'm}$)
	56 psi	$\frac{1}{2}$ (56 psi)máx.
Aplastamiento		
Sobre toda el área	0.25 $f'm$	$\frac{1}{2}$ (0.25 $f'm$)
	900 PSI máx.	450 psi máx..
Sobre 1/3 o menos área	0.30 $f'm$	$\frac{1}{2}$ (0.30 $f'm$)
	1200 psi máx.	600 psi máx.

2.2.3. Máximo esfuerzos de trabajo permisibles para mampostería reforzada

Tabla V. Esfuerzos permisibles (lbs. / pulg²)

TIPO DE ESFUERZO	CON INSPECCION	SIN INSPECCION
Compresión axial		
Muros	0.2 f'm	½ (0.2 f'm)
Columnas	0.18 f'm	½ (0.18 f'm)
Flexo- compresión	0.33 f'm	½ (0.33 f'm)
	900 psi máx.	450 psi máx.
Corte		
Sin refuerzo de corte	1.1√f'm	
Miembros a flexión	50 psi máx.	25 psi máx.
muros de corte		
* M/vd ≥ 1	0.9 √f'm	17 psi
	34 psi máx.	
M / vd < 0	2.0 √ f'm	25 psi
	50 psi máx.	
Refuerzo tomando todo el corte:		
Miembros a flexión	3.0 √f'm	75 psi
	150 psi máx.	
muros de corte		
M/vd ≥ 1	1.5 √f'm	35 psi
	75 psi máx.	
M / vd < 0	2.0 √f'm	60 psi
	120 psi máx.	
Aplastamiento		
Sobre toda el área	0.25 f'm	½ (0.25 f'm)
	900 psi máx.	450 psi máx.
Sobre 1/3 o menos área	0.30 f'm	½ (0.30 f'm)
	1200 psi máx.	600 psi máx.
Adherencia		
Barras lisas	60 psi	30 psi
barras corrugadas	140 psi	100 psi
Módulo de elasticidad (Em)	1000 f'm	½ (1000 f'm)
	3x10 ⁹ psi máx.	1.5 x 10 ⁹ psi máx.
relación n = Es / Em	30000 / f'm	15000 / f'm
módulo de rigidez	400 f'm	½ (400 f'm)
	1.2 x 10 ⁶ psi máx.	0.6 x 10 ⁶ psi máx.

* M	=	Momento de volteo en el muro.
v	=	Esfuerzo de corte
d	=	ancho del muro

Los esfuerzos axiales en muros de carga de mampostería reforzada no podrán exceder el valor determinado por la fórmula:

$$F_a = 0.2 f'_m [1 - (h / 40 t)^3] \quad (2.1.)$$

donde:

F _a	=	esfuerzo axial de compresión en el muro.
f' _m	=	esfuerzo último de compresión en la mampostería. No podrá exceder 6,000 psi
t	=	espesor del muro
h	=	altura libre

La carga axial en columna no deberá exceder el valor dado por:

$$P = A_g (0.18 f'_m + 0.65 p_g f_s) [1 - (h / 40 t)^3] \quad (2.2.)$$

donde:

P	=	máxima carga axial sobre la columna
A _g	=	área bruta de la columna
f' _m	=	resistencia última a compresión de la mampostería

pg	=	relación del área efectiva del refuerzo vertical al área bruta de la columna (A_g)
fs	=	40% f_y (mínimo); 24,000 PSI (máximo).
t	=	menor dimensión de la columna
h	=	altura libre.

Cuando se calculen los esfuerzos de corte en muros de corte que resisten fuerzas de sismo, utilice el doble de la fuerza en la base de la estructura.

2.2.4. Esfuerzos permisibles en el refuerzo

Excepto en el inciso 2.1.5. no aplica. Los esfuerzos en el refuerzo no deberán exceder los siguientes datos:

Tensión:

Barras corrugadas con $f_y \geq 40,000$ psi y

Tamaño No. 11 o menor: 20,000 psi

Cualquier otro refuerzo: 18,000 psi

Compresión en barras

Verticales de columnas:

40 % del menor f_y pero no mayor que 20,000 psi

Compresión en miembros a flexión

El esfuerzo a compresión de miembros a flexión, no deberá estar sometido a un esfuerzo mayor que el dado para tensión.

Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad para el acero de refuerzo será de 29×10^6 psi

2.3 Diseño de muros y columnas

2.3.1 Nomenclatura

Ag	=	área bruta de la sección transversal.
As	=	área efectiva de la sección transversal del refuerzo.
Ce	=	coeficiente de excentricidad
Cs	=	coeficiente de esbeltez.
e	=	excentricidad virtual
e ₁	=	menor excentricidad virtual en soportes laterales
e ₂	=	mayor excentricidad virtual en soportes laterales.
F'm	=	esfuerzo permisible de compresión en la mampostería
f'm	=	resistencia a compresión de la mampostería a los 28 días.
fs	=	esfuerzo permisible en el refuerzo.
ft	=	esfuerzo permisible de tensión por flexión en la mampostería
h	=	altura efectiva
P	=	carga vertical permisible
pg	=	relación del área efectiva de refuerzo vertical (As) al área bruta (Ag).
r	=	radio de giro
t	=	espesor efectivo.

2.3.2. Relación de esbeltez

2.3.2.1. Muros

La relación de esbeltez para los muros deberá tomarse como la relación entre la altura efectiva (h) y el espesor efectivo (t) y no deberá exceder el valor dado por:

$$h / t < 10 (3 - (e_1 / e_2)) \quad (2.3.)$$

El valor de e_1 / e_2 es positivo cuando el miembro se flexiona en curvatura simple y negativo cuando se flexiona con curvatura doble o inversa. Cuando e_1 y e_2 son ambos iguales a cero, e_1 / e_2 deberá tomarse como cero.

2.3.2.2. Columnas

La relación de esbeltez para una columna será el mayor valor obtenido de dividir la altura efectiva (h) en cualquier dirección, por el espesor efectivo (t) en la dirección correspondiente, pero no deberá exceder el valor dado por:

$$h / t < 5 (4 - (e_1 / e_2)) \quad (2.4.)$$

Las mismas consideraciones hechas para la relación e_1 / e_2 en muros son válidas para columnas.

2.3.2.3. Cuando los muros o columnas cumplan con todos los requerimientos, estos límites en la relación de esbeltez pueden ignorarse si existe alguna justificación que lo apruebe.

2.3.2.3. Coeficiente de esbeltez

El coeficiente de esbeltez (Cs) vendrá dado por la fórmula:

$$C_s = 1.20 - (h / T) / 300 [5.75 + (1.5 + e_1 / e_2)^2] < 1.0 \quad (2.5.)$$

2.3.2.5. Altura efectiva en muros

2.3.3.1 Cuando el muro esté soportado lateralmente arriba y abajo, su altura efectiva deberá tomarse como la altura real del muro.

2.3.3.2 Cuando no exista soporte lateral del muro arriba, su altura efectiva se tomará como dos veces la altura del muro sobre el soporte lateral inferior.

2.3.4. Altura efectiva en columnas

2.3.4.1 Cuando la columna está provista de soportes laterales en las direcciones de sus dos ejes principales, tanto arriba como abajo, su altura efectiva en cualquier dirección será tomada como altura real. Esta altura real deberá tomarse no menor que la altura libre entre la superficie del piso y el rostro inferior de la viga más peraltada que llegue a la columna en cada dirección del nivel del piso inmediato superior.

2.3.4.2. Cuando la columna está provista de soporte lateral en la dirección de sus dos ejes principales en su parte inferior, y en la dirección de un eje principal en su parte superior, su altura efectiva respecto a la dirección soportada en la parte superior, deberá tomarse como la altura entre

soportes, y la altura efectiva para la dirección perpendicular será dos veces la altura sobre el soporte inferior.

2.3.4.3. Cuando las columnas no tienen ningún soporte lateral en su parte superior, su altura efectiva en las direcciones de sus dos ejes principales será el doble de la altura sobre el soporte inferior.

2.3.5. Espesor efectivo

2.3.5.1. Para muros sólidos, el espesor efectivo será el espesor real. Para muros dobles cargados sólo en uno de sus espesores, el espesor efectivo se tomará como el espesor real del espesor de muro cargado.

2.3.5.2. En columnas rectangulares, el espesor efectivo será el espesor real en la dirección considerada.

2.3.5.3. Cuando se usan juntas de mortero sisado, el espesor del miembro deberá reducirse de acuerdo a la profundidad de la sisa.

2.3.6. Excentricidad

Cuando se calcula la excentricidad virtual de las cargas sobre un muro o columna, deberá hacerse consideraciones sobre el efecto de cargas laterales, excentricidad de cargas verticales y ladeos de los miembros.

2.3.6.1. Flexión en una dirección

- 1) En muros sólidos y columnas, la excentricidad de las cargas deberá considerarse con respecto al eje centroidal del miembro.
- 2) En muros dobles cargados únicamente en uno de sus espesores, la excentricidad deberá considerarse con respecto al eje centroidal del espesor de muro cargado.
- 3) En muros dobles cargados en ambos espesores de muro, la carga se considerará distribuida a cada espesor de acuerdo con la excentricidad de la carga respecto al eje centroidal del muro.
- 4) En miembros compuestos por diferentes clases de mortero, la variación en el módulo de elasticidad deberá tomarse en cuenta y la excentricidad deberá considerarse con respecto al centro de reacciones o respecto al eje centroidal del área transformada del miembro.
- 5) Coeficiente de excentricidad: cuando la máxima excentricidad virtual (e) sea igual o menor que $t / 20$, el coeficiente de excentricidad (C_e) deberá tomarse como uno (1).
 - a.) Cuando la máxima excentricidad virtual (e) excede $t / 20$ pero es igual o menor que $t / 6$, C_e vendrá dado por la fórmula siguiente:

$$C_e = ((1.3) / (1 + (6 e / t))) + \frac{1}{2} ((e / t) - (1/20)) * ((1 - (e_1 / e_2))) \quad (2.6.)$$

- b.) Cuando la máxima excentricidad virtual (e) excede $t / 6$ pero es igual o menor que $t / 3$, C_e vendrá dado por la fórmula siguiente:

$$C_e = 1.95 * ((1/2) - (e / t)) + \frac{1}{2} ((e / t) - (1/20)) * ((1 - (e_1 / e_2))) \quad (2.7.)$$

- c.) Para miembros sujetos a cargas transversales mayores de 10 libras por pie cuadrado entre soportes laterales, C_e vendrá dado por la fórmulas anteriores, según el que se aplique, excepto que e_1 / e_2 deberá tomarse como +1.0.

2.3.6.2. Flexión respecto a los dos ejes principales

1. Cuando muros o columnas están sujetos a flexión respecto a ambos ejes principales y $(e_{tb} + e_{bt})$ es igual o menor que $b_t / 20$, el coeficiente de excentricidad (C_e) deberá tomarse como 1.0, donde e_t = excentricidad virtual respecto al eje principal normal al espesor (t) del miembro, y e_b = excentricidad virtual respecto al eje principal normal al ancho (b) del miembro.
2. Cuando $(e_{tb} + e_{bt})$ excede $b_t/20$ pero es igual o menor que $b_t/6$, el coeficiente de excentricidad (C_e) vendrá dado por la fórmula escrita anteriormente, excepto que e/t deberá sustituirse por $((e_{tb} + e_{bt}) / (b_t))$
3. Cuando $(e_{tb} + e_{bt})$ exceda $b_t / 6$ pero sea igual o menor que $b_t / 3$, C_e vendrá dado por la fórmula descrita anteriormente excepto que e/t deberá sustituirse por $((e_{tb} + e_{bt}) / b_t)$

2.3.7 Área de la sección transversal

Para la columnas o muros sólidos, A_g deberá tomarse como el área bruta real de la sección transversal del miembro. En la misma forma se calculará A_g par columnas o muros de unidades perforadas con sus vacíos rellenos de mortero, sabieta o concreto pobre.

Para muros dobles cargados sólo en uno de sus espesores, A_g tomará como el área bruta real de la sección transversal del espesor de muro cargado.

Para muros dobles cargados en sus dos espesores de muro, A_g se tomará como el área bruta real de la sección transversal del espesor de muro en consideración.

Cuando se usen juntas de mortero sisada, el espesor usado para determinar A_g deberá reducirse adecuadamente.

2.3.10. Carga vertical permisible sobre muros y columnas no reforzadas

2.3.10.1.1. La carga vertical permisible (P) para muros y columnas no reforzadas será calculada por la fórmula siguiente

1. Cuando la máxima excentricidad virtual (e) no exceda $t/3$

$$P = C_e * C_s * F'_m * A_g \quad (2.8.)$$

donde:

C_e	=	coeficiente de excentricidad
C_s	=	coeficiente de esbeltez
F'_m	=	esfuerzo permisible a compresión axial

A_g = área bruta de la sección transversal.

El valor de $C_e \cdot C_s \cdot F'_m$ es el esfuerzo permisible promedio a compresión permitido en el miembro. Este valor no deberá tomarse como el esfuerzo máximo a compresión permitido en la fibra extrema.

1. Cuando la máxima excentricidad virtual (e) exceda $t/3$, el esfuerzo máximo a tensión en la mampostería, asumiendo una distribución lineal de esfuerzos, no deberá exceder los valores dados en el inciso 2.2.2. Cuando se excedan estos valores, el miembro deberá ser diseñado de acuerdo con lo establecido en los incisos que se aplique.

2.3.8.1.2. La carga vertical permisible sobre muros y columnas rectangulares de mampostería no reforzada, sujeta a flexión respecto a sus dos ejes principales, será la calculada en la forma siguiente

1. Cuando $(e_{tb} + e_{bt})$ no exceda $b_t/3$, la carga vertical permisible será la calculada con la fórmula, excepto que el coeficiente de excentricidad (C_e) será determinado de acuerdo con la inciso 2.3.6.2.
2. Cuando $(e_{tb} + e_{bt})$ no exceda $b_t/3$, los muros y columnas deberán ser reforzados y diseñados de acuerdo con los incisos 2.3.9., y otras de acuerdo la que sea aplicable.

Muros Reforzados

2.3.9.1.1. Cargas verticales permisibles

La carga vertical permisible (P) sobre muros reforzados deberá calcularse Como sigue:

1.) Cuando la máxima excentricidad virtual (e) no excede $t/3$,

$$P = C_e * C_s * F'_m * A_g. \quad (2.9.)$$

donde:

C_e	=	coeficiente de excentricidad
C_s	=	coeficiente de esbeltez
F'_m	=	esfuerzo permisible de compresión axial
A_g	=	área bruta de la sección transversal.

El valor de $C_e * C_s * F'_m$ es el esfuerzo permisible promedio a compresión permitido en el miembro. Consecuentemente, este valor no deberá ser tomado como el máximo esfuerzo a compresión permitido en la fibra extrema.

1. Cuando la máxima excentricidad virtual excede $t/3$, P será determinada en base a la sección transformada y a una distribución lineal de esfuerzo. El esfuerzo a compresión será despreciado excepto si se ancla en posición como columna. El esfuerzo máximo a compresión en la mampostería no deberá exceder $0.40f'_m$ y el esfuerzo a tensión del refuerzo no deberá exceder el valor permitido en el inciso 2.2.3. La carga vertical permisible deberá también reducirse por esbeltez como se requiere en el inciso 2.3.2.4.

2. La carga vertical permisible (P) sobre muros reforzados sujetos a flexión respecto a sus dos ejes principales deberá calcularse como sigue:
 - a.) Cuando $(e_{tb} + e_{bt})$ no exceda $b_t/3$, P será calculada de acuerdo con la fórmula excepto que C_e será determinado de acuerdo con el inciso 2.3.6.2.
 - b.) Cuando $(e_{tb} + e_{bt})$ exceda $b_t/3$, P será calculada de acuerdo con el inciso 2.3.9.1.

2.3.9.2. Refuerzo mínimo

1. Los muros reforzados deberán reforzarse con un área de acero total no menor de 0.002 veces el área de la sección transversal del muro. El refuerzo mínimo para cada dirección no será menor que 0.0007 veces el área de la sección transversal del muro. El espaciamiento máximo para el refuerzo principal no será mayor que 6 veces el espesor del muro ni mayor de 48 pulgadas.
Deberá proveerse refuerzo horizontal en la parte superior de zapatas, en la parte superior e inferior de aberturas de ventanas, a la altura de piso y techo, en la parte superior de parapetos. Solamente el refuerzo continuo en la pared será considerado para calcular el área mínima de refuerzo. Además del refuerzo mínimo o del requerido por el diseño estructural, deberá ponerse el equivalente a una varilla número 4, alrededor de cualquier abertura de puerta o ventana, y deberá prolongarse por lo menos 24 “ después del vértice de la abertura.
2. Cuando se diseña el refuerzo en muros de carga, colocado y anclado en posición como en columnas, los refuerzos permisibles serán aquellos

para columnas. La longitud de muro a considerar como columna no deberá exceder la distancia centro a centro entre cargas ni tampoco deberá exceder el ancho del apoyo más cuatro veces el espesor del muro.

2.3.9.3. Columnas reforzadas

2.3.9.4. Carga vertical permisible

La carga vertical permisible (P) sobre columna reforzadas se calculará como sigue:

1. Cuando la máxima excentricidad virtual (e) no exceda $t/3$,

$$P = C_e * C_s * (F'_m + 0.80 p_g * f_s) * A_g \quad (2.10.)$$

donde:

- | | | |
|--------|---|--|
| C_e | = | coeficiente de excentricidad |
| C_s | = | coeficiente de esbeltez |
| F'_m | = | esfuerzo permisible de compresión axial. |
| p_g | = | relación del área efectiva de la sección transversal de refuerzo vertical (A_s) al área bruta (A_g). |
| f_s | = | esfuerzo permisible a compresión en el refuerzo. |
| A_g | = | área bruta de la sección transversal. |

2. Cuando la máxima excentricidad virtual exceda $t/3$, P será determinada en base a la sección transformada y a una distribución lineal de esfuerzos.

El esfuerzo máximo a compresión en la mampostería no deberá exceder $0.33 f'_m$ y los esfuerzos en el refuerzo no deberán exceder los valores permitidos en la sección 2.2.3.

La carga vertical permisible determinada de acuerdo con esto deberá también reducirse por esbeltez como se requiere en el inciso 2.3.2.4.

3. La carga vertical permisible (P) sobre columnas rectangulares reforzadas sujetas a flexión respecto a sus dos ejes principales, deberá calcularse como sigue:
 - a.) Cuando $(e_{tb} + e_{bt})$ no exceda $b_t/3$, P será calculada de acuerdo con la formula descrita anteriormente excepto que C_e será determinado de acuerdo con el inciso 2.3.6.2.
 - b.) Cuando $(e_{tb} + e_{bt})$ exceda $b_t/3$, P será determinada de acuerdo con el inciso 2.3.10.1.

2.3.10. Refuerzo mínimo

1. El área de refuerzo vertical no será menor de $0.005 A_g$ y no mayor de $0.04 A_g$, donde A_g es el área bruta de la sección transversal de la columna. Las columnas que están esforzadas a menos de la mitad de su esfuerzo permisible deberán tener refuerzo reducido a no menos de $0.002 A_g$. El máximo diámetro será de barras No. 10 (10/8")
2. Todo el refuerzo de la columna deberá llevar estribos laterales de por lo menos $1/4$ " de diámetro (No. 2) espaciados a no más de 16 diámetros de las barras de refuerzo vertical, 48 diámetros de estribo o la menor dimensión de la columna.
3. Deberán ponerse tres estribos extra alrededor de los pernos de anclaje de las vigas o de las planchas de anclaje en la parte superior de las

columnas. Los estribos pueden colocarse dentro de la junta de mortero o bien en contacto con las barras de refuerzo.

2.3.11. Muros y columnas parcialmente reforzados

Los muros y columna con refuerzo que no cumple con los requerimientos en los incisos 2.3.9.2. o 2.3.10.2. para muros y columnas respectivamente, se consideran como parcialmente reforzadas y deberán diseñarse de acuerdo con las secciones siguientes:

2.3.11.1. Carga vertical permisible

1. Cuando la máxima excentricidad virtual (e) no exceda $t/3$ o cuando ($e_{tb} + e_{bt}$) no exceda $b_t/3$, la carga vertical permisible (P) se obtendrá de acuerdo con los incisos 2.3.8.1. o 2.3.8.2. respectivamente.
2. Cuando la máxima excentricidad virtual (e) exceda $t/3$ o cuando ($e_{tb} + e_{bt}$) exceda $b_t/3$, la carga vertical permisible (P) será determinada en base a la sección transformada y a una distribución lineal de esfuerzos. El refuerzo a compresión en la mampostería no deberá exceder 0.33 f'm para muros y 0.26 f'm para columnas. El esfuerzo a tensión en el refuerzo no deberá exceder los valores permitidos en la sección 2.2.3.

La carga vertical permisible determinada de acuerdo con esta sección deberá también reducirse por esbeltez como se requiere en los incisos 2.3.2.4.

2.3.12. Muros de corte reforzados y no reforzados

2.3.12.1 Excentricidad

En muros de corte no reforzados, la excentricidad virtual (e_1) respecto al eje principal normal a la longitud (l) del muro de corte, no deberá exceder un valor tal que produzca tensión. En muros de corte sujetos a flexión respecto los dos ejes principales, ($e_{t1} + e_{1t}$) no deberá exceder $t_1/3$, donde e_t , es la excentricidad virtual respecto al eje principal normal al espesor (t) del muro. Cuando la excentricidad virtual exceda los valores dados en los incisos anteriores, los muros de corte deberán diseñarse de acuerdo con lo establecido anteriormente.

2.3.12.2.1. Carga vertical permisible

La carga vertical permisible para muros de corte reforzados y no reforzados deberá determinarse de acuerdo con los incisos 2.3.9. y 2.3.8. respectivamente, excepto que el valor de (h) usado para determinar (C_s) deberá tomarse como la mínima distancia, vertical u horizontal, entre soportes laterales.

2.3.12.3. Esfuerzo de corte permisible

Los esfuerzos cortante permisibles en muros de corte reforzados y no reforzados deberán tomarse como los dados en el inciso 2.2.2. respectivamente, más un quinto ($1/5$) del esfuerzo a compresión promedio debido a la carga muerta en la sección analizada. En ningún caso, sin embargo, el esfuerzo de corte permisible será mayor que los máximos dados en el inciso 2.2.2.

Para calcular la resistencia a corte del muro, solo debe considerarse el alma del elemento.

2.3.12.4. Muros perpendiculares

Cuando los muros de corte intersectan muros para formar secciones T ó I simétricas, el ancho efectivo del ala no debe exceder un sexto ($1/6$) de la altura total del muro sobre la sección analizada, y el ancho libre a ambos lados del muro de corte no deberá exceder seis veces el espesor del muro intersectado.

Cuando los muros de corte intersectan muros para formar secciones L ó C, el ancho efectivo del ala, a rostro del muro, no deberá exceder $1/16$ de la altura total del muro sobre la sección analizada, ni seis veces el espesor real del muro intersectado. Estas limitaciones en los anchos de las alas pueden ignorarse cuando exista una justificación que lo apruebe.

El esfuerzo de corte vertical en la intersección no deberá exceder los esfuerzos permisibles dados en el inciso 2.2.2 si la intersección se liga con unidades de mampostería.

2.3.12.5. Anclajes de diafragma

Cuando los pisos o techos están diseñados como diafragmas para transmitir las fuerzas horizontales a los muros, el anclaje del diafragma al muro deberá diseñarse para resistir la fuerza horizontal.

Cuando los diafragmas también proveen soporte lateral a los muros, los anclajes también deberán diseñarse para resistir las fuerzas horizontales actuando perpendiculares al muro.

2.4. Diseño a Flexión de mampostería reforzada

2.4.6. Nomenclatura

A_v	=	área de refuerzo del alma
A	=	ángulo entre las barras inclinadas del alma y el eje de la viga
b	=	ancho de la viga rectangular ancho del ala en vigas T
b'	=	ancho del alma en vigas T.
d	=	profundidad efectiva de miembros a flexión
E'_m	=	módulo de elasticidad en compresión de la mampostería.
E_s	=	módulo de elasticidad del acero
E_v	=	módulo de rigidez de la mampostería.
F'_m	=	esfuerzo a compresión permisible en la fibra extrema de mampostería a flexión.
f'_m	=	resistencia a compresión de la mampostería a los 28 días, no ser que se especifique lo contrario.
f_s	=	esfuerzo en el acero de refuerzo
f_v	=	esfuerzo en el acero de refuerzo del alma
f_y	=	esfuerzo de cedencia del refuerzo
j	=	relación de la distancia entre el centroide de compresión y el centroide de tensión, al peralte útil. (d).

n	=	relación del módulo de elasticidad del acero al de la mampostería = E_s/E_m
$\sum o$	=	suma de los perímetros de las barras.
p	=	relación del área de acero en tensión, al área efectiva de mampostería. (bd).
s	=	espaciamiento de estribos, paralelo a la dirección del refuerzo principal.
u	=	esfuerzo de adhesión por unidad de superficie de barra.
V	=	corte total
v	=	esfuerzo cortante
vm	=	esfuerzo cortante en la mampostería.

2.4.7. Suposiciones

El diseño de miembros de mampostería a flexión deberá ser de acuerdo con las siguientes suposiciones principales:

1. Una sección que es plana antes de la flexión, permanece plana después de la flexión.
2. El módulo de elasticidad de la mampostería y del refuerzo permanecen constantes.
3. Las fuerzas de tensión son resistidas únicamente por el refuerzo a tensión.

4. El refuerzo está completamente rodeado y adherido a material de mampostería.

2.4.8. Cálculos de flexión

Todos los miembros deberán diseñarse para resistir en cualquier sección el máximo momento flexionante y cortes producidos por cargas muertas, carga viva y otras fuerzas, determinados por el principio de continuidad y rigidez relativa.

La distancia libre entre soportes laterales de una viga no deberá exceder 33 veces el ancho mínimo del ala a compresión, ó de la cara a compresión.

El acero a compresión en vigas deberá se anclado por estribos de un diámetro no menos que $\frac{1}{4}$ de pulgada. (No.2), el espaciamiento no mayor de 16 diámetros de barra de refuerzo, o 48 diámetros del estribo. Dichos estribos deberán usarse en toda la longitud en que se necesite refuerzo a compresión.

Para calcular los refuerzos por flexión en muros donde existe refuerzo, el ancho efectivo no será mayor que 4 veces el espesor del muro.

2.4.9. Refuerzo mínimo

En cualquier sección de un miembro a flexión donde se requiera refuerzo positivo por el análisis, la proporción (ρ) proporcionada no deberá ser menor que $80 / f_y$, excepto que el refuerzo proveído en cualquier sección, positivo o negativo, sea por lo menos $1/3$ mayor que el requerido por el análisis.

2.4.10. Corte y tensión diagonal

2.4.10.1. Esfuerzo cortante

1. El esfuerzo cortante (v) como una medida de la tensión diagonal en miembros a flexión de mampostería reforzada, deberá calcularse por la fórmula siguiente:

$$v = V / bd \quad (2.11.)$$

excepto en miembros de sección I o T, donde b deberá sustituirse por b' .

Excepto en ménsulas, cartelas u otros voladizos cortos, el corte máximo deberá considerarse como aquel en una sección a una distancia (d) del rostro del apoyo. Cuando sea aplicable, deberá añadirse los efectos de torsión, así como deberá incluirse los efectos de flexo – compresión en miembros de peralte variable.

2. El esfuerzo cortante (v_m) permisible en mampostería sin refuerzo en el alma no deberá exceder $0.7 \sqrt{f'_m}$ o 50 psi con inspección, o 25 psi sin inspección, a una distancia (d) del rostro del apoyo, a no ser que se haga un análisis más detallado de acuerdo con los incisos 2.4.5.1. (3) y 2.4.5.1. (4). Para miembros con tensión axial, v_m se calculará de acuerdo con el inciso 2.4.5.1. (4).

3. El refuerzo cortante (v_m) permisible en mampostería sin refuerzo en el alma no deberá exceder al dado por la fórmula siguiente:

$$V_m = 0.5 (\sqrt{f'_m}) + 1000 p V_d/M \quad (2.12.)$$

Pero no deberá ser mayor que 50 psi con inspección, ó 25 psi sin inspección, V y M son el corte y momento flexionante en la sección considerada, pero M no deberá ser menor que bd .

4. Para miembros sujetos a carga axial, además de corte y flexión, se aplicará la formula descrita anteriormente excepto que M será sustituida por M' , donde:

$$M' = M * N (4t - d) / 8 \quad (2.13.)$$

siendo:

- N = carga normal a la sección transversal, tomándose como positiva a compresión y negativa a tensión.
 t = peralte total de la sección.

5. Cuando el valor del esfuerzo cortante calculado excede el esfuerzo cortante permisible en la mampostería sin refuerzo en el alma, deberá proveerse refuerzo en el alma para resistir el esfuerzo total. Dicho refuerzo se proveerá hasta una distancia (d) más allá del punto requerido.

El esfuerzo cortante (v) no deberá exceder $2.0 \sqrt{f'm}$ o 120 psi con inspección, ó 60 psi sin inspección, en las secciones con refuerzo en el alma.

2.4.5.6. Tipos de refuerzo del alma

El refuerzo del alma consistirá de:

1. Barras (estribos) perpendiculares al refuerzo longitudinal
2. Barras (estribos) a 45° o más con el refuerzo longitudinal a tensión.
3. Barras longitudinales dobladas tales que el eje de la porción inclinada de la barra forme un ángulo de 30° o más con la porción longitudinal de la barra.
4. Combinación de (1.) ó (2.) con (3)

2.4.5.7. Estribos

2. El área de acero requerida en los estribos puestos perpendicular al refuerzo longitudinal, deberá ser calculada por la fórmula:

$$A_v = V_s / f_v * d \quad (2. 14)$$

3. Cuando se usen estribos inclinados, se calculará por la fórmula según inciso 2.4.5.4. (3.)

2.4.5.7.1. Barras dobladas

1. Sólo los tres cuartos centrales de la porción inclinada de las barras dobladas se considerarán efectivos como refuerzo del alma.
2. Cuando el refuerzo del alma consiste de una sola barra doblada, o de un solo grupo de barras dobladas todas a la misma distancia del apoyo, el área requerida de dichas barras o barra se calculará por la fórmula siguiente:

$$A_v = V / f_v * \text{sen } a \quad (2.15.)$$

3. Cuando hay una serie de barras paralelas o grupos de barras paralelas dobladas a diferentes distancias del apoyo, el área requerida vendrá dada por la siguiente fórmula:

$$A_v = V_s / f_v * d(\text{sen } a + \text{cos } a) \quad (2.16.)$$

2.4.5.7.2. Espaciamiento del refuerzo del alma

Cuando se requiere refuerzo en el alma, éste será espaciado de tal forma que cada línea a 45° (representando una diagonal de falla en potencia) que se extienda desde media profundidad de la viga ($d/2$) hasta la barras longitudinales a tensión, deberá ir cruzadas por lo menos con una línea de refuerzo del alma.

2.4.6 Adherencia y anclaje

2.4.6.1. Cálculo del esfuerzo de adherencia en miembros a flexión

En miembros a flexión en los cuales el refuerzo a tensión es paralelo a la superficie en compresión, el esfuerzo de adherencia (u) será calculado por la fórmula:

$$u = V / \sum o_j d \quad (2.17.)$$

en donde:

V = corte total externo en la sección.

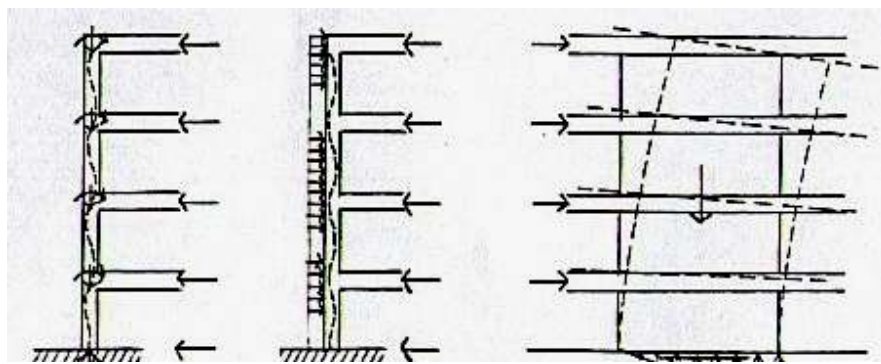
3. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

Un edificio soportado sobre una serie de paredes, en contraposición al marco compuesto por vigas y columnas, constituye un sistema de muros de carga. Un muro se distingue de una columna en que el muro tenderá a experimentar ladeo respecto al eje perpendicular a su espesor, mientras que en una columna el ladeo puede ocurrir en cualquiera de las dos direcciones principales. Los muros de un sistema de muros de carga serán más largos que el mínimo.

Pueden considerarse como diafragmas verticales, aquellos muros que se combinan con el piso y techo para crear una estructura tipo cajón. En este sistema, los esfuerzos primarios en los muros, debidos a fuerzas laterales como verticales, serán de compresión y de corte. Las cargas de piso se transmiten a los muros de carga por medio del sistema del piso funcionando como miembros horizontales a flexión. Los muros, funcionando como miembros verticales a compresión, transmiten las fuerzas a los cimientos. Puede inducirse flexión a los muros de carga en las conexiones de muro – techo, debido a la carga solo de un lado o a la carga asimétrica del sistema del techo.

De cualquier forma, el momento en el muro no será acumulativo, ya que el muro se comporta como un miembro vertical continuo, que está soportado contra desplazamientos horizontal por el sistema de entrepisos. La reacción horizontal del muro en cada nivel, es transmitida por el sistema de entrepiso, actuando como un diafragma, a los muros de corte se transmiten a los cimientos. La magnitud del momento de flexión en los muros, generalmente no es excesiva, y en muchos casos, la tensión desarrollada se anula con las fuerzas verticales. Los esfuerzos resultantes en los muros debido a fuerzas verticales son de compresión y corte. Las fuerzas de corte son usualmente pequeñas al analizar dichos diafragmas.

Figura 3. Fuerzas laterales



Las fuerzas laterales son transmitidas por el sistema de entrepisos funcionando como un diafragma. La carga lateral, como viento, es aplicada al muro exterior el cual podrá ser o no ser muro de carga. Se puede considerarse como un miembro vertical continuo, soportado horizontalmente por el sistema de entrepisos. Por lo tanto, la carga lateral sobre el muro no produce un momento acumulativo sobre la base. La reacción horizontal en cada nivel de piso es transmitida por el sistema de piso a través de una acción de diafragma a los muros de corte.

Dependiendo de la dirección de la carga lateral y de la localización de los muros de carga, los muros de corte serán muros de carga o tabiques. En general el muro de corte se comportará como un miembro vertical en voladizo sujeto a fuerzas horizontales concentradas en los niveles de piso.

En el inciso 2.3.12.1. se limita la excentricidad permisible en muros de corte no reforzados. Es ventajoso, el cargar los muros de corte con cargas verticales o anclar los muros de corte que no son muros de carga, a muros de

carga. El límite de excentricidad permisible en volteo, limita el que se desarrollen esfuerzo de tensión, con lo cual los esfuerzo críticos en muros de corte son de corte y de compresión. Este límite, que requiere de la carga vertical resultante para permanecer dentro del tercio medio de la longitud de muros no reforzados, elimina la necesidad de chequear por estabilidad contra volteo en edificios que utilizan muros no reforzados.

Cuando se usan muros de corte de mampostería reforzada, se provee acero de refuerzo para las tensiones desarrolladas, y es necesario chequear la estabilidad contra volteo. En este caso, el factor de seguridad necesario estará controlado por el código de construcción bajo el cual se esté diseñando. El requerimiento usual es que el momento de volteo no exceda 2/3 del momento resistente por carga muerta.

3.1. Diafragmas

Para calificar como un diafragma, el techo o sistema de piso deberá ser capaz de transmitir las fuerzas laterales a los muros de corte sin exceder una deflexión que cause daño a algún miembro vertical. Como se muestra en la figura 4, la deflexión del diafragma deberá limitarse para prevenir esfuerzos excesivos en los muros perpendiculares a los muros de corte.

Para determinar la deflexión permisible de diafragmas horizontales en edificios con muros de concreto o mampostería, se ha sugerido la siguiente fórmula:

$$\Delta = h^2 * f / (0.01 Et) \quad (3 .1.)$$

donde:

Δ = deflexión permisible entre soportes adyacentes de muro, en

pulgadas.

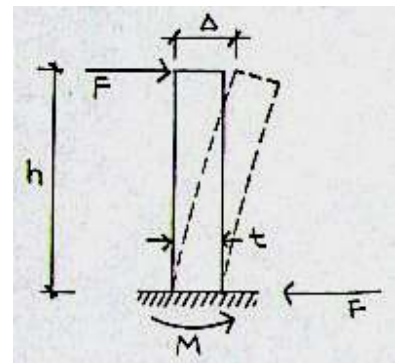
- h = altura del muro entre soportes horizontales adyacentes, en pies.
- t = espesor del muro, en pulgadas
- f = esfuerzo permisible de flexo – compresión del material del muro, en psi
- E = módulo de elasticidad del material del muro, psi.

Este límite en la deflexión permisible puede obtenerse en la forma siguiente:

$$F = 3 EI \Delta / 1728 h^3$$

$$M = (Fh) \cdot (12)$$

$$F = Mc / I = 12 Fh (t/2) / I = 6((3EI\Delta) / (1728h^3) \cdot h^t) / I = 18E\Delta t / 1728h^2$$



$$\Delta = 1728 h^2 f / 18 Et = h^2 f / 0.0104 Et \quad (3.2.)$$

donde:

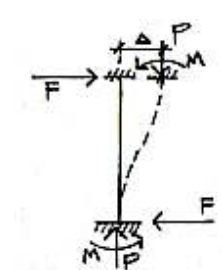
- Δ = deflexión, pulgadas.
- h = altura, pies
- F = cargas, en libras
- I = momento de inercia, pulg⁴
- E = módulo de elasticidad, psi
- M = momento, lbs.-pulg.

$F'm$ = esfuerzo permisible, psi
 t = espesor, en pulg

El esfuerzo permisible (f) en la ecuación 3.1., es el esfuerzo permisible de flexo – compresión. Teóricamente, la deflexión (Δ) produce esfuerzos de tensión y compresión del mismo valor en las fibras extremas de muros no reforzados. Ya que el esfuerzo permisible de flexo – compresión, parece ser más realista que la deflexión permisible de un muro, no de carga y no reforzado, sea limitada por el esfuerzo permisible de tensión por flexión. Teóricamente, la deflexión permisible deberá también tomar en consideración el efecto de la carga vertical y las condiciones de los extremos del miembro. La siguiente derivación teórica de la deflexión permisible para muros de mampostería no reforzados está basada en los esfuerzos permisibles de tensión por flexión (F_t), esfuerzos permisibles de flexo – compresión (F_m), el efecto de la carga vertical (P) y sus esfuerzos de compresión resultante (f_m), y las dos condiciones de apoyo mostradas en la figura 4.

Condición “A”:

$$\begin{aligned}
 F &= 12 EI / 1728 h^3 \\
 M &= 6EI / 144 h^2 + P\Delta \\
 \Delta_c &= \text{deflexión controlada por } F_m \\
 F_m &= P/A + (EI\Delta / 24h^2)*(t / 2I) + P\Delta / (1/6 At) \\
 F_m &= f_m + (E\Delta t / 48h^2) + 6 f_m \Delta / t \\
 F_m * f_m &= \Delta ((Et / 48 * h^2) + (6 f_m / t))
 \end{aligned}$$



$$\Delta_c = F_m * f_m / ((Et / 48 * h^2) + (6 f_m / t))$$

$$\Delta_t = \text{deflexión controlada pro Ft}$$

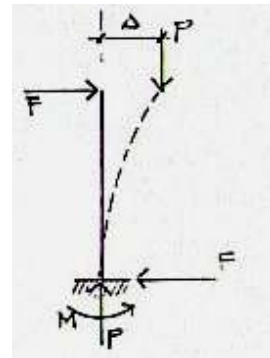
$$F_t = -P/A + (EI\Delta / 24h^2) * (t / 2l) + P\Delta / (1/6 At)$$

$$F_t = -f_m (E\Delta t / 48 * h^2) + (6 f_m \Delta / t)$$

$$F_t + f'_m = \Delta ((Et / 48 * h^2) + (6 f_m / t))$$

$$\Delta_t = F_t + f'_m / ((Et / 48 * h^2) + (6 f'_m / t))$$

Condición "B":



$$F = 3 EI \Delta / 1728 h^3$$

$$M = 3EI \Delta / 144 h^2 + P\Delta$$

$$\Delta_c = \text{deflexión controlada por Fm}$$

$$F'_m = P/A + (EI\Delta / 48h^2) * (t / 2l) + P\Delta / (1/6 At)$$

$$F'_m = f_m + (E\Delta t / 96h^2) + 6 f'_m \Delta / t$$

$$F_m * f'_m = \Delta ((Et / 96 * h^2) + (6 f'_m / t))$$

$$\Delta_c = F_m * f'_m / ((Et / 96 * h^2) + (6 f'_m / t))$$

$$\Delta_t = \text{deflexión controlada pro Ft}$$

$$F_t = -P/A + (EI\Delta / 48h^2) * (t / 2l) + 6 f'_m / (1/6 At)$$

$$F_t = -f_m (E\Delta t / 96 * h^2) + (6 f'_m \Delta / t)$$

$$F_t + f'_m = \Delta ((Et / 96 * h^2) + (6 f'_m / t))$$

$$\Delta_t = F_t + f'_m / ((Et / 96 * h^2) + (6 f'_m / t))$$

Para ambas condiciones de apoyo ("A" y "B"), cuando

$$\Delta_c = \Delta_t$$

$$F'm - f'm = F_t + f'm$$

$$2 f_m = F'm - F_t$$

$$f_m = \frac{1}{2} (F'm - F_t)$$

Si $f_m < \frac{1}{2} (F'm - F_t)$ y ya que $F'm$ es siempre mayor que F_t ,

$$F'm - f'm > F_t + f'm$$

$$\therefore \Delta_c > \Delta_t$$

y Δ_t controlará

Si $f_m > \frac{1}{2} (F'm - F_t)$ y ya que F_m es siempre mayor que F_t , $F'm - f'm < F_t + f'm$

$$\therefore \Delta_c < \Delta_t$$

y Δ_t controlará

\therefore Las deflexiones permisibles (Δ) quedan como sigue:

Para la condición "A":

$$\text{Donde } f'm < \frac{1}{2} (F'm - F_t), \quad \Delta = \frac{F_t + f'm}{\left(\frac{E_t}{48h^2} \right) + (6 f'm / t)}$$

$$\text{Donde } f'm > \frac{1}{2} (F'm - F_t), \quad \Delta = \frac{F_t + f'm}{\left(\frac{E_t}{48h^2} \right) + (6 f'm / t)}$$

Para la condición "B":

$$\text{Donde } f'm < \frac{1}{2} (F'm - F_t), \quad \Delta = \frac{F_t + f'm}{\left(\frac{E_t}{96h^2} \right) + (6 f'm / t)}$$

$$\text{Donde } f_m > \frac{1}{2} (F'm - F_t), \quad \Delta = \frac{F_t + f'm}{\left(\frac{E_t}{96h^2} \right) + (6 f'm / t)}$$

La aplicación de estos límites de deflexión, deberá hacerse según el juicio de quien diseñe. Por ejemplo, el análisis asume continuidad al nivel de piso, en muchos casos, no se presenta debido a los momentos de la losa a través de la pared. En este caso la deflexión deberá basarse en el esfuerzo permisible a compresión en la mampostería, asumiendo una sección transversal reducida del muro. El análisis tampoco se incluye el efecto del refuerzo en un muro de mampostería reforzada o aquél que se ponga como anclaje al entrepiso en un muro no reforzado o parcialmente reforzado. También hay que notar que el límite en deflexión es realmente un límite en la deflexión diferencial entre dos pisos sucesivos o diafragmas.

Para la determinación de esfuerzos, los diafragmas deben considerarse como vigas horizontales de alma llena, donde la losa del entrepiso o techo es el alma, y las viguetas o vigas rigidizantes o secundarias, así como los muros, son las alas. Los diafragmas deberán construirse de materiales de comportamiento conocido, debiendo tener cuidado cuando se usen elementos prefabricados (por ejemplo de concreto), en que su comportamiento depende mucho del agarre entre una unidad y otra, los miembros soportantes. El éxito de la acción de un diafragma también depende de la unión adecuada a los muros de corte soportantes. Quien diseñe deberá asegurar esta acción por medio de detalles apropiados en las juntas entre los elementos estructurales horizontales y verticales del edificio.

Nota: La forma de deflexión del muro, depende de las restricciones en los apoyos.

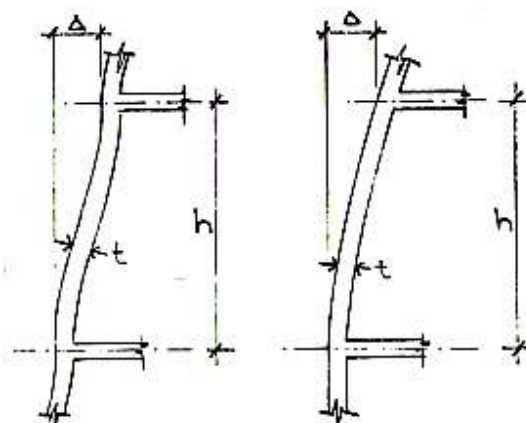


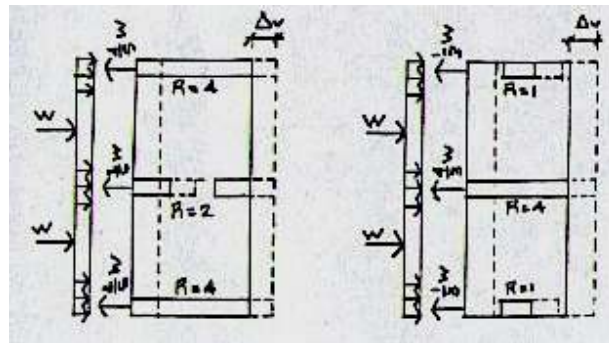
Figura 4. Deflexión en muros

3.2. Distribución de cargas laterales

La rigidez de los diafragmas horizontales afectan la distribución de las cargas laterales a los muros de corte. Ningún diafragma es infinitamente rígido, y por supuesto, ningún diafragma capaz de transmitir cargas es infinitamente flexible. Por esta razón, para propósitos de análisis, los diafragmas pueden clasificarse en tres grandes grupos: rígidos, semi-rígidos o semi-flexibles y flexibles.

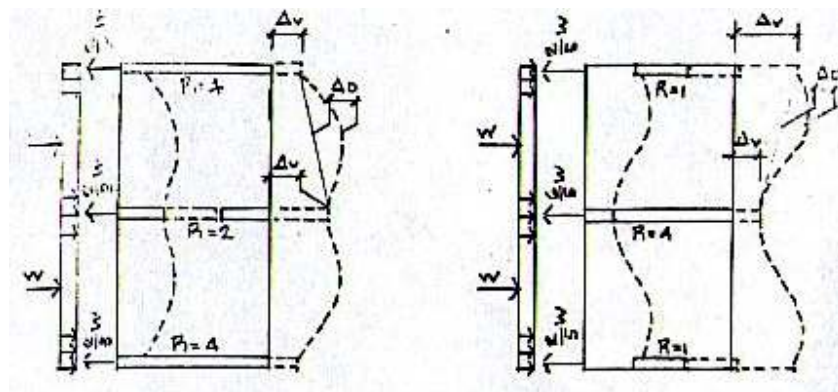
Un diafragma rígido está supuesto a distribuir las fuerzas horizontales a los elementos verticales resistentes, en proporción a sus rigideces relativas (ver figura 5). Diafragmas semi-rígido o semi-flexible es aquél que tiene un deflexión significativa al aplicarle la carga, pero que también tiene suficiente rigidez para distribuir una parte de la carga a los elementos verticales, en proporción de las rigideces de los elementos verticales resistentes. El comportamiento es análogo al de un sistema de vigas continuas de apreciable rigidez, sobre soportes cedentes (ver figura 7). Las reacciones de los soportes dependen de la rigidez relativa, tanto del diafragma como de los elementos verticales resistentes. Un diafragma flexible es análogo a una viga o serie de vigas continuas deflectando por corte en la luz entre soportes. Los soportes se consideran no cedentes y la rigidez relativa de los elementos verticales resistentes es muy grande comparada con la del diafragma. Así, se considera que un diafragma flexible distribuye las fuerzas laterales a los elementos verticales resistentes en base al área tributaria (ver figura 8).

Figura 5. Deflexión en el elemento vertical



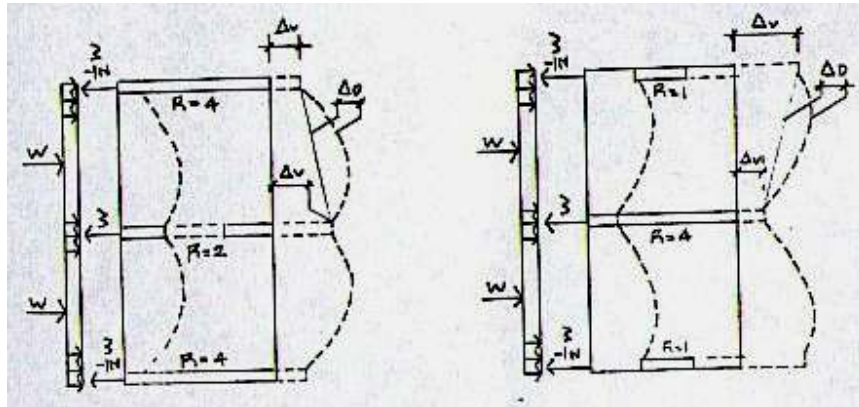
- R = rigidez relativa
- Δ = deflexión del elemento vertical.

Figura 6. Deflexión en el elemento vertical



- R = rigidez relativa
- Δ_v = deflexión del elemento vertical.
- Δ_D = deflexión del diafragma

Figura 7. Deflexión en el elemento vertical



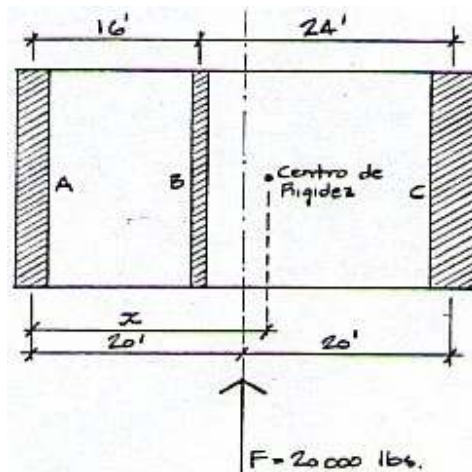
$R =$ rigidez relativa

$\Delta v =$ deflexión del elemento vertical.

$\Delta_D =$ deflexión del diafragma

Cuando el centro de rigidez del sistema de muros de corte no coincide con el centro de aplicación de la carga lateral, la distribución de las fuerzas rotacionales debidas al momento de torsión en el edificio deben de considerarse. Cuando se usan diafragmas rígidos o semi-rígidos debe asumirse que las fuerzas torsionales se distribuyen a los muros de corte en proporción directa sus rigideces relativas y a sus distancias al centro de rigidez. (ver figura 8). En las normas de diseño para fuerzas sísmicas del *Uniform Building Code. (U.B.C.)*, es necesario que los elementos resistentes de corte resistan un momento torsional arbitrario equivalente al corte del nivel actuando con una excentricidad no menor que el 5% de la máxima dimensión del edificio. Un diafragma flexible no se considera capaz de distribuir esfuerzos torsionales.

Figura 8. Diagrama Flexible



Relativas:

Rigideces

Muro A = 0.33

Muro B = 0.22

Muro C = 0.45

$$x = (0.22)(16) + (0.45)(40) = 21.52 \text{ pies.}$$

$$\begin{aligned} \text{Momento torsionante} &= (20,000) (21.52 - 20) \\ &= 30,400 \text{ Lbs - pie.} \end{aligned}$$

Si F fuera aplicada en el centro de rigidez, se distribuirá en la forma siguiente:

$$\text{Muro A} = (0.33)(20,000) = 6600 \text{ Lbs.}$$

$$\text{Muro B} = (0.22)(20,000) = 4400 \text{ Lbs.}$$

$$\text{Muro C} = (0.45)(20,000) = 9000 \text{ Lbs.}$$

Ya que F no está aplicada sobre el centro de rigidez, se distribuyen fuerzas debidas al momento torsionante sobre los muros, en proporción a sus rigideces relativas y a su distancia del centro de rigidez.

$$F_B = F_A (0.22 / 0.33) * (5.52 / 21.52) = 0.17 F_A$$

$$F_C = F_A (0.45 / 0.33) * (18.48 / 21.52) = 0.17 F_A$$

$$21.52 F_A + 5.52 F_B + 18.48 F_C = 30,400 \text{ lbs pie.}$$

$$21.52 F_A + 5.52 (0.17 F_A) + 18.48 (1.17 F_A) = 30,400$$

$$44.06 F_A = 30,400$$

$$F_A = 690 \text{ Lbs.}$$

$$F_B = 117 \text{ lbs.}$$

$$F_C = 808 \text{ Lbs.}$$

Debido al momento torsionante, las fuerzas sobre los muro A y B se incrementan, mientras que la fuerza actuando sobre el muro C disminuye. Sin embargo, para estar del lado de la seguridad al diseñar los muros, no deberá hacerse ninguna reducción. Por lo tanto, los muros deberán diseñarse para resistir las fuerzas siguientes:

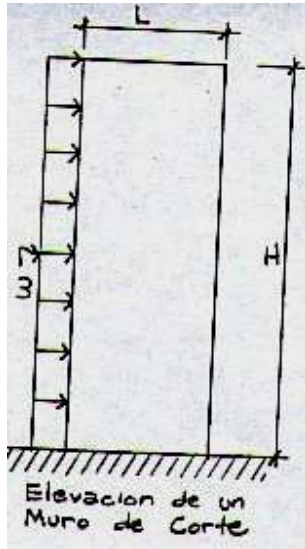
$$\text{Muro A} = 6600 + 690 = 7290 \text{ Lbs}$$

$$\text{Muro B} = 4400 + 117 = 4517 \text{ Lbs}$$

$$\text{Muro C} = 9000 \text{ Lbs}$$

Cuando se trabaja con diafragmas rígidos y se distribuyen fuerzas horizontales a los elementos verticales resistentes en proporción a sus rigideces relativas, la rigidez relativa del muro de corte depende de sus deflexiones por corte y por flexión. Cuando se trata de muros esbeltos, como sucede en edificios altos, la deformación por flexión es mucho mayor que la deformación por corte, en cuyo caso bastará con considerar sólo la rigidez por flexión, para obtener la rigidez relativa del muro. Pero cuando se tienen muros bajos y anchos, la deformación por corte se hace muy significativa y deberá considerarse para obtener la rigidez relativa del muro (Ver figura 9).

Figura 9. Diagrama de Rigidez por Flexión



Deformaciones relativas por corte y flexión
 Determinadas para un miembro en voladizo de sección rectangular uniformemente cargado.

Deformación por Flexión:

$$\Delta m = \frac{w H^4}{8 E m I} = \frac{w H^4}{8 * 1000 \text{ f'm } (1/12) t L^3}$$

$$= 3 w H / 2000 \text{ f'm } t (H / L)^3$$

Deformación por Corte:

$$\Delta v = \frac{6 w H}{10 E v A} = \frac{6 w H}{10 * 400 \text{ f'm } t L}$$

$$= 3 w H / 2000 \text{ f'm } t (H / L) \quad (3.3.)$$

donde:

- A = área de la sección del muro (tL) elevación
- Em = módulo de elasticidad (1000 f'm) muro de corte
- Ev = módulo de rigidez (400 f'm)
- H = altura del muro
- I = momento de inercia de la sección del muro (1 / 12 t L²)
- L = longitud del muro
- t = espesor del muro

w = carga uniformemente distribuida

Deformación total:

$$\Delta = \Delta_m + \Delta_v = \frac{3 w H}{2000 f' m t} \left(\left(\frac{H}{L} \right)^3 + \left(\frac{H}{L} \right) \right)$$

Porcentaje de la deformación total debida a flexión:

$$\Delta_m / \Delta = \left(\frac{H}{L} \right)^3 / \left(\left(\frac{H}{L} \right)^3 + \left(\frac{H}{L} \right) \right)$$

Porcentaje de la deformación total debida a corte:

$$\Delta_v / \Delta = \left(\frac{H}{L} \right) / \left(\left(\frac{H}{L} \right)^3 + \left(\frac{H}{L} \right) \right)$$

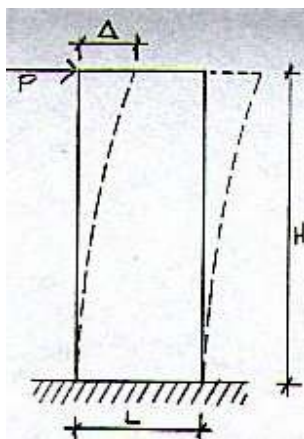
Tabla VI. Deformación relativa por corte y flexión

Proporciones del muro (H/L)	Deformación relativa por flexión (Δ_m / Δ)	Deformación relativa por corte (Δ_v / Δ)
1	0.50	0.50
2	0.80	0.20
3	0.90	0.10
4	0.94	0.06

5	0.96	0.04
---	------	------

En forma en que se determinó la deformación relativa por corte y flexión, para un miembro en voladizo de sección rectangular uniformemente cargado, puede determinarse las deformaciones por corte y flexión, para un miembro en voladizo de sección rectangular con una carga concentrada en el extremo libre (Ver figura 10), o para un miembro doblemente empotrado de sección rectangular (Ver figura 11).

Figura 10. Diagrama de rigidez por corte



Deformación por flexión:

$$\Delta m = \frac{PH^3}{3 E_m I} = \frac{PH^3}{3 \cdot 1000 f^m (1/12) t L^3}$$

Deformación por Corte:

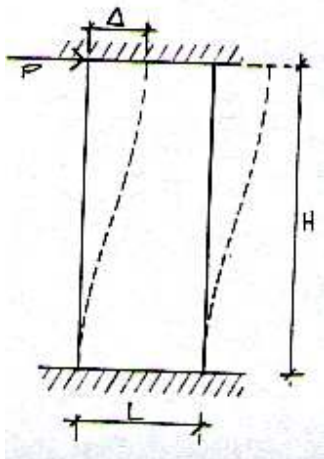
$$\Delta m = 1.2 \frac{PH}{E_v A} = 1.2 \frac{PH}{400 f^m t L}$$

$$= 1.5 PH / 500 f'm t L$$

Deformación total:

$$\Delta = \Delta_m + \Delta_v = P / 500 f'm t L * ((1.2 (H/L)^3 + 1.5 (H / L))$$

Figura 11. Diafragma de rigidez por flexión total



Deformación por flexión:

$$\Delta_m = PH^3 / 12 E m I = PH^3 / 12 * 1000 f'm (1/12) t L^3$$

Deformación por Corte:

$$\Delta_m = 1.2 PH / E v A = 1.2 PH / 400 f'm t L$$

$$= 3 PH / 1000 f'm t L$$

Deformación total:

$$\Delta = \Delta_m + \Delta_v = P / 1000 f'm t * ((H / L)^3 + 3 (H / L))$$

La rigidez relativa del muro vendrá dada por:

$$\text{Rigidez} = 1 / \Delta \quad (3.4.)$$

3.3 Distribución de carga axial

Cuando se impone una carga axial a un muro de mampostería, generalmente se asume que se distribuirá uniformemente a través de una sección triangular del muro. Sin embargo, no existe un criterio único respecto al ángulo de distribución. En algunos libros nos dice: “El ángulo de dispersión de cargas sobre muros deberá tomarse como no mayor de 45° de la dirección de la carga”. El “*German Standard, DIN –1053, diciembre 1982*”, asume un ángulo de distribución de 30 grados para cargas concentradas, recomendación que también hace el “*Swiss Standard (Technical Standard 113,1985)*”, y *Harry C. Plummer* en su “*Brick and Tile Engineering, quinta edición, noviembre 1992*”. Medidas sobre deformaciones verticales llevadas a cabo por la universidad de *Edinburgh*, indicaron que el esfuerzo se distribuye en un ángulo de 45°. Es recomendable, en un diseño conservador, que el ángulo de distribución de cargas concentradas sobre muros de mampostería no exceda a 30°.

Reducción de carga no permanentes

Es común en la práctica el reducir las cargas vivas en el diseño de un miembro en particular, dependiendo de la relación de carga viva a carga muerta, y del área soportada por el miembro. La forma de reducción utilizada por muchos de los códigos de construcción concuerda con las normas del USA Estándar A58.1-1995, “*Minimum Design Loads in Buildings and Other Structures*”. Dichas normas son:

- 1.) No deberá aplicarse reducciones a las cargas vivas de techos.
- 2.) Para cargas vivas de 100 psi o menos, la carga viva de diseño sobre cualquier miembro que soporte 150 psi o más, deberá reducirse en un

8% por pie cuadrado del área soportada por el miembro, excepto en áreas de reuniones públicas. La reducción no deberá exceder el 60% ni R, determinada por la fórmula siguiente:

$$R = 100(D+L) / 4.33 L \quad (3.5.)$$

3.4. Muros transversales

La deflexión de un muro bajo carga de compresión, es reducida por muros perpendiculares que lo intersecten. Los muros soportados en todos sus cuatro lados, son más rígidos que los muros soportados únicamente arriba y abajo. Se saca ventaja de este incremento de rigidez al considerar los muros perpendiculares como alas del muro de corte. En edificios en muros de carga típicos, esta ala resultará muy ancha, cuando en realidad la distribución de esfuerzos no llegará tan lejos (ver figura 12).

Generalmente se limita el ancho del ala a un sexto de la altura total del muro sobre el nivel analizado para secciones T o I, y 1/16 para secciones C o L, con un ancho de ala máximo para cualquier tipo de secciones de 6 veces el espesor del ala.

Será necesario chequear que el esfuerzo de corte en la intersección de los muros no exceda al permisible, dependiendo del tipo de unión entre los dos muros (Ver figura 13). Una situación similar a la anterior es el caso de la intersección de un muro de carga con otro que no carga.

Figura 12. Tipo

Armado entre los muros

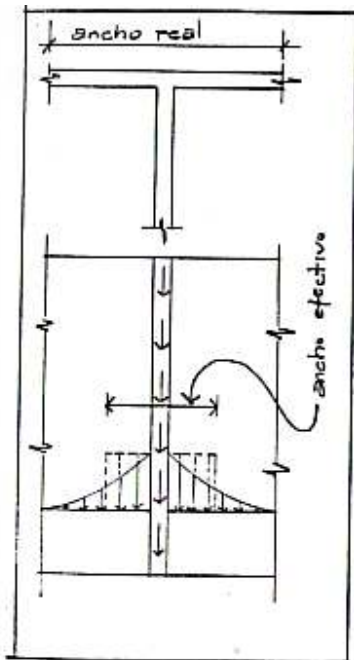
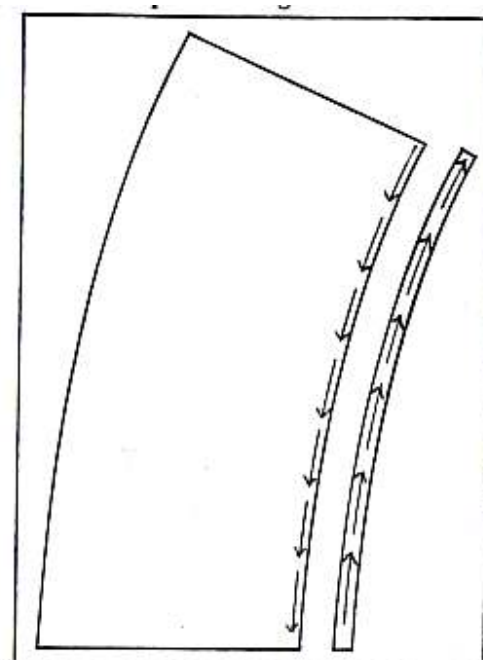


Figura 13.

Distribución de esfuerzos



4. CALIDAD DE LA MAMPOSTERÍA

Las cualidades resistentes de la mampostería se caracterizan mediante los siguientes parámetros, los cuales se tendrán en cuenta en su diseño y supervisión:

- Resistencia básica a la compresión σ'_{mo}
- Resistencia básica al corte τ_{mo}

La resistencia de la mampostería a la tracción en dirección perpendicular a las juntas de asiento, originada por la flexión contenida en el plano del muro, se considerará nula.

Las características de deformabilidad de la mampostería se definen mediante los siguientes parámetros:

- Módulo de elasticidad longitudinal E_m
- Módulo de corte G_m

4.1. Resistencia de la mampostería

4.1.1. Resistencia a la compresión de la mampostería

La resistencia básica a la compresión σ'_{mo} de la mampostería, medida con relación al área bruta correspondiente, constituye un índice de la resistencia de la mampostería a la compresión, y se utilizará para su diseño y supervisión.

La resistencia σ'_{mo} de la mampostería se determinará a la edad para la cual se espera será solicitada a su capacidad máxima. Se consideran 28 días como edad de referencia.

La determinación de la resistencia σ'_{mo} se realizará durante la fase de proyecto y se verificará luego mediante controles efectuados durante la fase de construcción.

La resistencia σ'_{mo} podrá determinarse, con fines de diseño y control, mediante alguno de los procedimientos a), b) o c) siguientes:

a) Ensayos a la compresión de pilas de mampostería

Si se utiliza este procedimiento, el valor de la resistencia básica a la compresión σ'_{mo} de la mampostería podrá tomarse igual que la resistencia característica σ'_{mk} , la cual, a su vez, se determinará considerando que su valor debe ser alcanzado en el 95% de los ensayos realizados sobre el número de especímenes (pilas) que luego se especifica.

El valor de la resistencia básica σ'_{mo} no podrá ser mayor que el doble de los valores indicados en la tabla VII del procedimiento c).

Las pilas de mampostería deberán elaborarse reflejando, tanto como sea posible, las condiciones y calidad de materiales y mano de obra que se tendrán efectivamente en la construcción. En este aspecto, se tendrán especialmente en cuenta la consistencia y el tipo de mortero, el contenido de humedad de los mampuestos y los espesores de las juntas.

Las pilas estarán formadas, como mínimo, por tres mampuestos superpuestos, y no podrán tener una altura menor que 35 cm. Tendrán una esbeltez (relación entre la altura y el espesor) no menor que 2.5 ni mayor que 5. Se recomienda utilizar una esbeltez de 4.0 la cual se considera como esbeltez de referencia. Cuando ello no sea posible, el valor de la resistencia se modificará empleando los factores de corrección que se indican en la tabla VII.

Tabla VII. Factores de corrección de la resistencia en función de la esbeltez de las pilas de mampostería.

Esbeltez	2.5	3	3.5	4	4.5	5
Factor de corrección	0.83	0.90	0.95	1	1.02	1.05

Habrán precauciones en el manipuleo de los especímenes. Las condiciones de almacenamiento, punzonado y metodología de ensayo deberán ajustarse, en lo posible, a las del ensayo a la compresión de probetas de concreto, según se establece para la construcción.

Se ensayarán, como mínimo, 10 pilas elaboradas con mampuestos provenientes de tres grupos diferentes de la provisión que se utilizará en la obra.

Los especímenes se ensayarán, en general, a la edad de 28 días, la cual se considera como edad de referencia.

Si eventualmente las pilas deben ensayarse a los 7 días de edad, el valor de la resistencia a los 28 días podrá obtenerse en forma aproximada utilizando el factor de corrección 1.1.

La resistencia característica a la compresión de la mampostería se determinará mediante la siguiente expresión:

$$\sigma'_{mk} = \sigma'_{mm} (1 - 1.8 \delta) \quad (4.1)$$

siendo:

σ'_{mk} = la resistencia característica a la compresión de la mampostería;

σ'_{mm} = el promedio de las resistencias determinadas mediante los ensayos;

δ = el coeficiente de variación, cuyo valor no podrá ser menor que 0.12.

b) Resistencia de mampuestos y morteros

Cuando no resulte posible la ejecución de ensayos sobre pilas, la resistencia básica a la compresión σ'_{mo} de la mampostería, podrá determinarse en base a la resistencia característica σ'_{PK} de los mampuestos utilizados y al tipo de mortero empleado.

El tipo de mortero se elegirá de modo que sus características sean posibles de lograr efectivamente en la obra.

El valor de la resistencia básica σ'_{mo} no podrá ser mayor que 1.5 veces los valores (indicados en la tabla VIII del procedimiento c).

La correlación entre la resistencia básica a la compresión σ'_{mo} de la mampostería, la resistencia característica σ'_{PK} de los mampuestos y el tipo de mortero, se establecerá mediante la siguiente expresión:

$$\sigma'_{mo} = f_m \cdot \sigma'_{PK} \quad (4.2)$$

siendo:

σ'_{mo} = la resistencia básica a la compresión de la mampostería;

σ'_{PK} = la resistencia característica a la compresión de los mampuestos utilizados;

f_m = el factor de correlación entre σ'_{mo} y σ'_{PK} , el cual depende de los tipos de mampuestos y morteros utilizados, y cuyos valores se indican en la tabla VIII.

Tabla VIII. Factor f_m de correlación entre σ'_{mo} y σ'_{PK}

Tipo de mampuesto	Valores de f_m		
	Tipo de mortero		
	Resistencia elevada (E)	Resistencia intermedia (I)	Resistencia normal (N)
Ladrillos barro cocido	0.50	0.45	0.35
Bloques vacíos portátiles de barro cocido	0.50	0.45	0.35
Bloques huecos portantes de concreto	0.55	0.50	0.45

c) Valores indicativos

Este procedimiento consiste en adoptar los valores normativos de la resistencia básica a la compresión σ'_{mo} de la mampostería, indicados en la tabla VIII, en función de los tipos usuales de mampuestos y morteros.

En este caso no se requieren determinaciones experimentales, pero deberán tomarse las precauciones necesarias para obtener en la obra, las características mínimas exigidas para los materiales a utilizar.

4.2. Resistencia al corte de la mampostería

La resistencia básica al corte τ_{mo} de la mampostería, medida con relación al área bruta correspondiente, constituye un índice de la resistencia de la mampostería al corte, y se utilizará para su diseño y supervisión.

La resistencia τ_{mo} de la mampostería se determinará a la edad para la cual se espera será solicitada a su capacidad máxima. Se consideran 28 días como edad de referencia.

La determinación de la resistencia τ_{mo} se realizará durante la fase de proyecto y se verificará luego mediante controles efectuados durante la fase de construcción.

La resistencia τ_{mo} podrá determinarse, con fines de diseño y supervisión, mediante alguno de los procedimientos a) o b) siguientes:

a) Ensayos a la compresión diagonal de muestras de mampostería

Tabla IX. Valores de σ'_{mo} en función de los tipos usuales de mampuestos y morteros

Tipo de mampuesto	Valores de σ'_{mo}		
	Tipo de mortero		
	Resistencia elevada (E)	Resistencia intermedia (I)	Resistencia normal (N)
Ladrillos barro cocido Clase A	4	3.5	3
Ladrillos barro cocido Clase B	2.5	2	1.5
Bloques vacíos portátiles barro cocido Clase A	3	2.5	2
Bloques vacíos portátiles barro cocido Clase B	2	1.5	1.2
Bloques vacíos portátiles de concreto Tipos I ó II	3	2.5	1.5
Bloques vacíos portátiles de concreto Tipo III	2	1.5	1.2

Si se utiliza este procedimiento, el valor de la resistencia básica al corte τ_{mo} de la mampostería podrá tomarse igual que la resistencia característica τ_{mk} , la cual, a su vez, se determinará considerando que su valor debe ser alcanzado en el 95% de los ensayos realizados sobre el número de especímenes que luego se especifica.

El valor de la resistencia básica al corte τ_{mo} no podrá ser mayor que 1.6 veces los valores correspondientes a ladrillos cerámicos macizos, y que 1.3

veces los valores correspondientes a bloques vacíos portátiles cerámicos o de concreto, que se indican en la tabla IX del procedimiento b).

Los muestras de mampostería deberán elaborarse reflejando, tanto como sea posible, las condiciones y calidad de materiales y mano de obra que se tendrán efectivamente en la construcción. En este aspecto, se tendrán especialmente en cuenta la consistencia y el tipo de muestras, el contenido de humedad de los mampuestos y los espesores de las juntas.

Los muestras estarán formados, como mínimo, por un mampuesto y medio en una dirección y un número adecuado de hiladas en la dirección perpendicular, de modo que el espécimen tenga forma aproximadamente cuadrada. Los lados del muestra no podrán ser menores que 50 cm.

Para el manipuleo, almacenamiento, cabeceado y metodología de ensayo se aplicarán, en lo posible, las indicaciones relativas a los ensayos a la compresión de pilas de mampostería (artículo 4.1.).

Se ensayarán, como mínimo, 10 muestras elaborados con mampuestos provenientes de tres grupos diferentes de la provisión que se utilizará en la obra.

Los especímenes se ensayarán, en general, a la edad de 28 días, la cual se considera como edad de referencia. Si eventualmente las pilas deben ensayarse a los 7 días de edad, el valor de la resistencia a los 28 días podrá obtenerse en forma aproximada utilizando el factor de corrección 1.1.

La resistencia característica al corte τ_{mk} de la mampostería se determinará mediante la siguiente expresión:

$$\tau_{mk} = \tau_{mm} (1 - 1.8 \delta) \quad (4.3)$$

siendo:

τ_{mk} = la resistencia característica al corte de la mampostería;

τ_{mm} = el promedio de las resistencias al corte determinadas mediante los ensayos de compresión diagonal;

δ = el coeficiente de variación, cuyo valor no podrá ser menor que 0.12.

El ensayo a la compresión diagonal de muestras de mampostería se efectuará aplicando una carga de compresión según una diagonal de la muestra, hasta llegar a la rotura.

La resistencia al corte de cada muestra ensayado se determinará dividiendo la proyección de la carga de rotura sobre la dirección paralela a las hiladas, por el área bruta de la sección transversal de la muestra según la misma dirección. A tal fin (ver figura 2) se utilizarán las siguientes expresiones:

$$D = 0.7 P$$

$$\tau_n = D / d * e_0 \quad (4.4)$$

siendo:

D = la proyección de la carga de rotura sobre la dirección paralela a las hiladas;

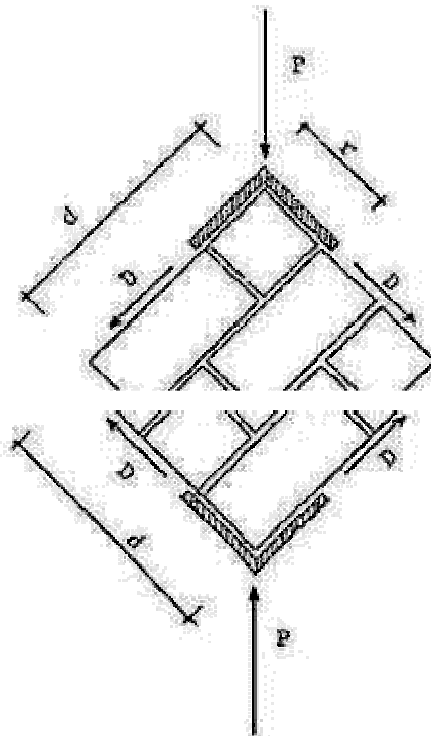
P = la carga de rotura a compresión diagonal;

τ_m = la resistencia al corte del muro ensayado;

d = la longitud del lado del muro ensayado;

e_o = el espesor del muro ensayado.

Figura 14. Resistencia al corte



La longitud r de repartición de la carga aplicada P será, como mínimo, igual a 20 cm. La relación r/d deberá ser igual o mayor que 0.3.

b) Valores indicativos

Cuando no resulte posible la ejecución de ensayos a la compresión diagonal de las muestras de mampostería, se adoptarán los valores normativos

indicados en la tabla XII, correspondientes a los tipos usuales de mampuestos y morteros.

Deberán tomarse las precauciones necesarias para obtener en obra, las características mínimas exigidas para los materiales a utilizar.

Tabla X. Valores de τ_{mo} en función de los tipos usuales de mampuestos y morteros

Tipo de mampuesto	Valores de τ_{mo}		
	Tipo de mortero		
	Resistencia elevada (E)	Resistencia intermedia(I)	Resistencia normal (N)
Ladrillos barro cocido Clase A	0.40	0.35	0.30
Ladrillos barro cocido Clase B	0.35	0.30	0.25
Bloques vacíos portátiles barro cocido Clase A	0.35	0.30	0.25
Bloques vacíos portátiles barro cocido Clase B	0.30	0.25	0.20
Bloques vacíos portátiles de concreto Tipos I ó II	0.35	0.30	0.25
Bloques vacíos portátiles de concreto Tipo III	0.30	0.25	0.20

4.2.1 Deformabilidad de la mampostería

4.2.1.1. Módulo de elasticidad longitudinal

El módulo de elasticidad longitudinal E_m de la mampostería podrá determinarse experimentalmente, o bien establecerse en forma aproximada según se indica a continuación:

- Para la determinación de las características dinámicas y la distribución de las sollicitaciones originadas por las acciones sísmicas se utilizará la siguiente expresión:

$$E_m = 800 \sigma'_{mo} \quad (4.5)$$

- Para los efectos originados por cargas de larga duración se utilizará la siguiente expresión:

$$E_m = 300 \sigma'_{mo} \quad (4.6)$$

siendo:

E_m = el módulo de elasticidad longitudinal de la mampostería;

σ'_{mo} = la resistencia básica a la compresión de la mampostería, determinada según el artículo 4.1.

4.2.1.2. Módulo de corte

El módulo de corte G_m de la mampostería se determinará mediante la siguiente expresión:

$$G_m = 0.3 E_m \quad (4.7)$$

siendo:

G_m = el módulo de corte de la mampostería;

E_m = el módulo de elasticidad longitudinal de la mampostería, determinado según se establece en el artículo 4.2.

4.3. Clasificación de los muros

A los fines de la aplicación de este Reglamento, los muros de mampostería se clasifican en:

1. Muros No Resistentes
2. Muros Resistentes

4.3.1. Muros no resistentes

Son aquellos que carecen de capacidad para resistir cargas contenidas en su plano. Estos muros, en ningún caso, podrán ser utilizados para la transmisión de cargas verticales y/o horizontales. Sin embargo, deberán poseer adecuada resistencia ante las acciones sísmicas perpendiculares a su plano, que derivan de su peso propio.

Se incluyen en esta categoría todos aquellos muros que no cumplan con alguna de las condiciones establecidas en los incisos anteriores.

4.3.2. Muros resistentes

Son aquellos que poseen capacidad para resistir cargas contenidas en su plano.

Estos elementos estructurales son esenciales para la transmisión de cargas horizontales y/o verticales en las construcciones de mampostería.

4.3.3 Clases de mampostería para muros resistentes

Según la forma de disposición de las armaduras, se consideran dos clases básicas de mampostería para muros resistentes:

- Mampostería cizada
- Mampostería reforzada con armadura distribuida

4.3.3.1 Mampostería cizada

Es aquella que se encuentra confinada por columnas y vigas de bloques cizada en forma encadenada conformadas y dispuestas para cualquier funcionalidad

La mampostería cizada, se clasifica en los siguientes tipos:

a) Mampostería en forma cizada simple

Es aquella en que no se dispone armadura en ninguna junta horizontal

b) Mampostería en forma cizada Armada

Es aquella en que las juntas horizontales llevan armadura

En este tipo de mampostería, se considera que la armadura no aumenta significativamente la resistencia del muro, pero mejora su ductilidad y contribuye a mantener su integridad.

c) Mampostería sin forma cizada verticales

Es aquella en que se prescinde de las columnas de concreto armado. Este tipo de mampostería sólo podrá utilizarse en muros interiores construidos de ladrillos de barro cocido

4.3.4. Mampostería reforzada con armadura distribuida

Es aquella en que se dispone armadura horizontal y vertical distribuida en todo el muro, colocada de manera tal que acero y mampostería trabajen en forma conjunta.

En esta clase de mampostería no es necesario disponer cizados verticales.

4.3.5. Clasificación de los muros resistentes

Según los tipos de mampuestos y la disposición de las armaduras, los muros resistentes se clasifican en los siguientes tipos:

M.1.: Ladrillo barro cocido cizado simple

M.2.: Ladrillo barro cocido cizado armado

M.3.: Ladrillo barro cocido reforzado (armadura distribuida)

M.4.: Bloque vacío portátiles barro cocido cizado simple

M.5.: Bloque vacío portátiles barro cocido cizado armado

M.6.: Bloque vacío portátiles barro cocido reforzado (armadura distribuida)

M.7.: Bloque vacío portátiles de concreto simple

M.8.: Bloque vacío portátiles de concreto armado

M.9.: Bloque vacío portátiles de concreto reforzado (armadura distribuida)

M.10.: Ladrillo barro cocido común. Solamente utilizable en muros interiores, si se cumplen los requisitos establecidos por los estándares internacionales.

4.3.6. Condiciones que deben cumplir los muros resistentes

4.3.6.1. Materiales

Deberán cumplirse los requerimientos sobre mampuestos y morteros establecidos por los estándares internacionales.

4.3.6.2. Espesores mínimos de muros resistentes

En general, el espesor mínimo de los muros resistentes será de 15 cm, horizontales en los casos que se indican a horizontales:

Se podrán considerar como resistentes los muros Tipo M.2. con 10 cm de espesor, para construcciones de los Grupos B y C, que no excedan de un piso ni de 3 m de altura.

Se podrán considerar como resistentes los muros Tipo M.1. y M.2. con 13 cm de espesor, para construcciones de los Grupos B y C, que no excedan de un piso ni de 3 m de altura.

Los muros de 13 cm de espesor mínimo sin movimiento, aludidos en los puntos a) y b) precedentes, en horizontales caso podrán tener horizontales para instalaciones destinadas a la horizontales de agua, gas, horizontales, etc.

4.3.6.3. Horizontal mínimas de muros resistentes

Deberán cumplirse los requerimientos establecidos en los siguientes casos:

a) Muros con dos apoyos horizontales

Los muros resistentes en que ninguno de sus bordes horizontal esté restringido en dirección horizontales a su plano por otros muros resistentes horizontales u otros elementos estructurales resistentes a acciones horizontales, deberán cumplir la siguiente condición:

$$H / L \leq 2.2 \quad (4.8.)$$

siendo:

H = la altura del muro, medida entre los centros de los apoyos horizontales (entrepisos, techos) o entre el centro del apoyo horizontal superior (entrepiso, techo) y el borde superior de la fundación (cimiento, zapata, platea, etc.);

L = la longitud del muro, medida entre sus bordes extremos.

Adicionalmente deberán cumplirse las siguientes condiciones:

- $L \geq 1.50$ m para muros de mampostería cizada

- $L \geq 1.20$ m para muros de mampostería reforzada con armadura distribuida.

b) Muros con tres o más apoyos perimetrales

Los muros resistentes por lo menos, uno de sus bordes verticales esté restringido en dirección perpendicular a su plano por otro muro resistente

transversal u otro elemento estructural resistente a acciones horizontales, deberán cumplir la siguiente condición:

$$H / L \leq 2.6 \quad (4.9.)$$

donde H y L tienen los mismos significados que en el punto a) precedente.

Adicionalmente deberán cumplirse las siguientes condiciones:

- $L \geq 0,90$ m para muros de mampostería cizada
- $L \geq 0,80$ m para muros de mampostería reforzada con armadura distribuida.

4.3.7. Tipos de mampostería a utilizar en construcciones

En las construcciones sólo podrán emplearse muros resistentes (inciso 4.1.5.) ejecutados con las siguientes clases de mampostería:

Mampostería Sisada Armada: Muros tipo M.2., M.5. y M.8.

Mampostería Reforzada con Armadura Distribuida: Muros tipo M.3., M.6. y M.9.

4.4. Altura máxima y número máximo de pisos en las construcciones de mampostería

La altura total máxima h_n medida desde el borde superior de la fundación hasta el nivel extremo superior (techo), y el número máximo n de pisos de las

construcciones de mampostería, se establecerá en función del tipo de muro y de la zona sísmica, según se indica en la tabla XI.

Tabla XI. Alturas máximas y número máximo de pisos en las construcciones de mampostería

Muros Resistentes					
Tipo de mampuesto	Tipo de muro	Altura Máxima h_n (m)	Nº máximo de pisos N	Altura Máxima h_n (m)	Nº máximo de pisos n
Ladrillos Barro Cocido	M.1. Cizado Simple	12.50	4	9.50	3
	M.2. Cizado Armado	15.50	5	12.50	4
	M.3. Reforzado con Armadura Distribuida	15.50	5	12.50	4
Bloques Huecos Portantes Barro Cocido	M.4. Cizado Simple	6.50	2	4.00	1
	M.5. Cizado Armado	9.50	3	6.50	2
	M.6. Reforzado con Armadura Distribuida	12.50	4	9.50	3
Bloques Huecos Portantes de Concreto	M.7. Cizado Simple	6.50	2	4.00	1
	M.8. Cizado Armado	9.50	3	6.50	2
	M.9. Reforzado con Armadura Distribuida	12.50	4	9.50	3
Ladrillos de Barro Cocido	M.10. Sin Cizado verticales (1)	3.50	1	----	----

4.4.1. Combinaciones de diferentes clases de mampostería

- a) No se admiten combinaciones de diferentes tipos de mampuestos en planta ni en elevación.
- b) No se admiten combinaciones en planta ni en elevación, de mampostería cizada con mampostería reforzada con armadura distribuida.
- c) Se podrán efectuar combinaciones en altura, de muros cizados armados y muros cizados simples. En este caso, los límites de altura y número de pisos corresponderán a los establecidos en la tabla XI para los muros cizados simples.

4.4.2. Armadura horizontal en muros cizados armados

En los muros resistentes de mampostería cizada armada, en las juntas horizontales, se dispondrán las armaduras mínimas que se indican en la tabla XII.

Las armaduras horizontales mínimas prescritas en la tabla XII deberán anclarse reglamentariamente en el cizado verticales, y deberán alojarse en juntas horizontales tomadas con mortero cementante (1 de cemento por 3 de arena).

Las armaduras mínimas establecidas en la tabla XII son válidas para espesores netos de muros hasta 27 cm.

Para espesores mayores que 27 cm, las armaduras deberán incrementarse proporcionalmente al espesor neto del muro.

Tabla XII. Armadura mínima de muros de mampostería cizada armada

Tipo de aceros	Muros de barro cocido con cizado armados		Muros de bloques huecos cisados armados	
	Armadura Horizontal	Estribos	Armadura horizontal	Estribos
G-40	2 barras @ 70cm	3 estribos # 3 por m	2 barras @ 60cm	3 estribos # 3 por m
	2 barras @ 50 cm	3 estribos # 3 por m	2 barras @ 40cm	3 estribos # 3 por m

4.5. Principios generales de composición estructural

4.5.1. Los muros resistentes de mampostería se dispondrán, en planta, de modo tal que configuren un sistema estructural sismorresistente según dos direcciones ortogonales.

4.5.2. Según cada una de las dos direcciones ortogonales de análisis deberá contarse con una densidad de muros resistentes suficiente como para resistir adecuadamente las fuerzas originadas por la acción sísmica.

- 4.5.3.** Para conformar un mecanismo apto para resistir torsiones y reducir sus efectos a un mínimo, los muros resistentes se dispondrán, en planta, lo más simétricamente posible.
- 4.5.4** Se evitarán variaciones bruscas de resistencia, rigidez y masa, tanto en planta como en elevación.
- 4.5.5.** Excepto para construcciones de una planta, los entrepisos y techos deberán conformar diafragmas rígidos y resistentes en su plano a fin de transmitir adecuadamente los esfuerzos de corte originados por la acción sísmica a los muros resistentes dispuestos según la dirección de análisis considerada.
- 4.5.6.** En construcciones de más de una planta, los muros resistentes de los pisos superiores se dispondrán en coincidencia con los de los pisos inferiores.
- 4.5.7.** Se procurará, en lo posible, que los muros se apoyen en sus cuatro bordes a fin de que resistan adecuadamente la acción sísmica perpendicular a su plano.
- 4.5.8.** El sistema estructural deberá presentar adecuadas vinculaciones entre los muros dispuestos perpendicularmente entre sí, especialmente en lo que se refiere a su cimiento.

4.5.9. Las aberturas en muros, entresijos y techos de la construcción se ubicarán de modo que las concentraciones de tensiones sean mínimas.

5. PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO PARA LA VERIFICACIÓN DE CONSTRUCCIONES DE MAMPOSTERÍA

5. Finalidad y descripción

Este procedimiento tiene la finalidad de simplificar la fuerza sísmica en construcciones sencillas cuya estructura resistente esté conformada por muros de mampostería.

Su aplicación permite reemplazar los cálculos estáticos que requiere el método general establecido por la verificación, en cada piso, de la densidad de muros resistentes dispuestos según cada una de las dos direcciones ortogonales de análisis de la construcción. Dicha verificación deberá realizarse de acuerdo con lo establecido en el *Uniform Building Code* (U.B.C.) del año 1994.

Para poder utilizar este procedimiento deberán satisfacerse las condiciones de aplicabilidad que se indican en el presente informe de investigación.

Si se cumplen dichas condiciones de aplicabilidad, los efectos de los momentos de vuelco y momentos torsores resultan de escasa importancia.

En consecuencia, el esfuerzo de corte queda como sollicitación determinante de la resistencia que debe poseer la construcción ante la acción sísmica.

El procedimiento, entonces, permite controlar implícitamente las tensiones de corte a través de la verificación de la densidad de muros resistentes.

5.1. Condiciones de aplicabilidad

El procedimiento simplificado podrá utilizarse siempre que la construcción satisfaga simultáneamente las siguientes condiciones:

5.1.1. Agrupamiento

La construcción deberá clasificarse en edificios privados de habitación, viviendas, bodegas pequeñas, etc.

5.1.2. Estructuración

La estructura deberá poseer muros resistentes dispuestos según dos direcciones horizontales ortogonales.

Los muros resistentes deberán satisfacer todas las condiciones necesarias establecidas por la *Uniform Building Code* (U.B.C.) del año 1994.

La configuración estructural será tal que, por lo menos, el 80% de las cargas verticales sea soportado por muros resistentes.

5.1.3. Altura de la construcción

La altura de la construcción, medida a partir del nivel basal, deberá ser mayor que 7 m.

El número de pisos será mayor que 2.

La altura de cada piso será menor que 3.50 m.

5.1.4. Esbeltez de la construcción

La relación entre la altura de la construcción y la longitud del lado menor del rectángulo que circunscribe a la planta deberá ser menor que 1.8 y mayor que 1.2 en las zonas sísmicas.

5.1.5. Dimensiones en planta

La relación entre la dimensión mayor y la menor del rectángulo que circunscribe a la planta deberá ser menor que 2.

Si a los fines de efectuar el análisis sísmico, la planta de la construcción puede suponerse dividida en sectores independientes, cada uno de dichos sectores deberá cumplir la condición expresada en el párrafo anterior y la totalidad de las restantes condiciones de aplicabilidad de este procedimiento.

5.1.6. Rigidez en su plano de entrepisos y techos

En cada nivel de la construcción todos los muros resistentes deberán estar vinculados entre sí mediante entrepisos o techos conformados por losas tradicionales que puedan considerarse indeformables en su plano, a fin de

asegurar una distribución adecuada de las acciones sísmicas horizontales entre los muros resistentes dispuestos según la dirección de análisis considerada.

En cada nivel de la construcción, las losas de entrepisos o techos deberán disponerse según planos horizontales sin solución de continuidad.

Se admitirán techos inclinados siempre que exista continuidad entre ellos y que su pendiente sea no mayor que el 20%.

5.1.7. Continuidad de muros resistentes

Los muros resistentes del piso superior deberán coincidir con los muros resistentes del piso inferior.

5.1.8. Disposición en planta de los muros resistentes

5.1.8.1. Según alguna de las dos direcciones ortogonales principales de la construcción deberán existir, como mínimo, dos planos de muros resistentes perimetrales y paralelos.

Cada uno de estos planos de muros deberá estar vinculado a las losas de cada nivel en por lo menos el 40% a 50% de la longitud de la planta según la dirección considerada.

Cada plano de muros resistentes podrá estar integrado por varios niveles, pero la longitud de cada uno de éstos deberá ser no menor que el 75% de la altura del piso correspondiente.

5.1.8.2. Según la otra dirección principal de la construcción deberá cumplirse alguna de las dos condiciones siguientes:

- a) Deberá existir, por lo menos, un plano de muros resistentes vinculado a las losas de cada nivel en por lo menos el 60% a 80% de la longitud de la planta según la dirección considerada en las zonas sísmicas. La distancia entre dicho plano de muros y el centro geométrico de la planta será no mayor que el 25% de la dimensión de la planta medida perpendicularmente a la dirección de análisis considerada.

- b) Deberán existir, por lo menos, dos planos de muros resistentes, los cuales en conjunto, estarán vinculados a las losas de cada nivel en por lo menos el 60% a 80% de la longitud de la planta según la dirección considerada. Sin embargo, la longitud de vinculación de cada uno de dichos planos resistentes con las losas de cada nivel, deberá ser no menor que el 20% de la longitud de la planta según la dirección considerada. La distancia entre el baricentro de las secciones horizontales de dichos muros y el centro geométrico de la planta, deberá ser no mayor que el 25% de la dimensión de la planta medida perpendicularmente a la dirección de análisis considerada.

Cada uno de los planos de muros resistentes indicados en los puntos a) y b) anteriores podrá estar integrado por varios niveles de muros, pero la longitud de cada uno de éstos deberá ser no menor que el 75% de la altura del piso correspondiente.

5.1.9. Mampuestos y morteros

Los mampuestos ladrillos de barro cocido o de concreto armado deberán cumplir, por lo menos, las condiciones especificadas para las calidades de menor resistencia.

En los muros de mampostería ejecutada deberán utilizarse morteros que satisfagan los requisitos establecidos para el tipo morteros de resistencia intermedia.

Para los muros de mampostería ejecutada con ladrillos de barro cocido deberán utilizarse morteros que satisfagan los requisitos de morteros de resistencia normal.

5.1.10. Eslabones

Si se utilizan muros resistentes de mampostería cizada deberán cumplir las prescripciones establecidas en el código de *Uniform Building Code*. (U.B.C.)

En las cizas se dispondrán las armaduras longitudinales y transversales que se indican en la tabla XIII.

Tabla XIII. Armaduras de vigas y columnas de cizado de concreto armado

Aceros Grado 40	
Armadura longitudinal	Estribos
4 barras # 3	@ 20 cm
4 barras # 3	@ 20 cm

Para los estribos de los encadenados podrá, además, emplearse el acero grado 40, con los diámetros y separaciones indicados en la tabla XIII.

Los estribos de los sisados deberán ser cerrados o helicoidales. Los estribos cerrados terminarán en ganchos de por lo menos 135° con su rama terminal de longitud no menor que diez veces el diámetro de la barra del estribo. La posición de los ganchos se alternará a lo largo del sisado.

En los quintos extremos de la longitud de las columnas del cizado, medida entre los ejes de las vigas superior o inferior del panel, deberán densificarse los estribos conservando los diámetros indicados en la tabla XII, pero reduciendo su separación a no más de 10 cm.

5.1.11. Muros resistentes de mampostería reforzada con armadura distribuida

a) Prescripciones generales:

Si se utilizan muros resistentes de mampostería reforzada con armadura distribuida, deberán cumplirse las prescripciones generales establecidas.

b) Armaduras:

En los muros resistentes de mampostería reforzada con armadura distribuida se dispondrán las secciones de acero que se indican a continuación:

- Para aceros Grado 40

La sección de armadura horizontal distribuida, expresada en cm^2 por metro de altura de muro, será:

$$A_{hd} = 0.14 t \quad (5.1)$$

La sección de armadura vertical distribuida, expresada en cm^2 por metro de longitud de muro, será:

$$A_{hd} = 0.07 t \quad (5.2)$$

- Para acero tipo comercial

La sección de armadura horizontal distribuida, expresada en cm^2 por metro de altura de muro, será:

$$A_{hd} = 0.26 t \quad (5.3)$$

La sección de armadura vertical distribuida, expresada en cm^2 por metro de longitud de muro, será:

$$A_{hd} = 0.13 t \quad (5.4)$$

siendo t , en las cuatro expresiones precedentes, el espesor del muro considerado sin movimiento, expresado en cm .

5.1.12. Verificación de la densidad de muros

Deberá verificarse que el área de la sección horizontal de los muros resistentes dispuestos en cada nivel y según cada una de las dos direcciones ortogonales principales de la construcción, satisfaga la siguiente condición:

$$A_{MT} \geq d \cdot \Omega \quad (5.5)$$

siendo:

- A_{MT} = el área de la sección horizontal de los muros dispuestos según la dirección de análisis considerada, en cada nivel;
- d = la densidad mínima de muros resistentes en función de la zonificación sísmica y del tipo de mampuesto a utilizar, cuyos valores se indican en la tabla XIV;
- Ω = la superficie cubierta total disponible por encima del nivel considerado. Si la construcción es de un piso, el valor de Ω será igual a la superficie cubierta de la planta correspondiente. Si la construcción es de dos pisos, para verificar el piso inferior, el valor de Ω será igual a la suma de las superficies cubiertas de las plantas correspondientes de los pisos inferior y superior.

Tabla XIV. Valores de la densidad mínima requerida de muros resistentes

Mampostería de ladrillos barro cocido	Mampostería de barro cocido o de concreto armado
0.006	0.009
0.011	0.016
0.015	0.022
0.020	0.030

5.2. Aspectos constructivos

5.2.1. Materiales componentes de la mampostería

5.2.1.1. Mampuestos

Los mampuestos a utilizar en los muros de mampostería deberán estar limpios, íntegros y sin rajaduras.

Los mampuestos de barro deberán asentarse en estado de saturación y sin agua libre superficial.

Los mampuestos de concreto deberán asentarse en estado seco. Su edad mínima será de 28 días.

5.2.1.2. Morteros

La cantidad de agua utilizada para elaborar los distintos tipos de morteros deberá ser tal que permita obtener adecuadas condiciones de consistencia y trabajabilidad.

El tiempo de mezclado será, como mínimo, de 3 minutos.

El mortero deberá utilizarse antes de transcurridas dos horas y media contadas a partir del momento de su elaboración.

Si se comprueba que ha comenzado el proceso de endurecimiento, el mortero podrá re-mezclarse agregándole agua hasta que adquiera su consistencia inicial.

El agua utilizada para la elaboración de los morteros deberá estar limpia y exenta de impurezas disueltas o en suspensión.

Se utilizará, como agregado inerte, arena natural exenta de materias orgánicas.

5.2.1.3. Especificación de los materiales

En los planos estructurales se deberá especificar tanto el tipo de mampuesto como el tipo y resistencia de la mampostería a utilizar.

5.2.2. Ejecución de los muros de mampostería

5.2.2.1. Juntas

Tanto las juntas horizontales como verticales dispuestas entre los mampuestos, deberán quedar completamente llenas de mortero.

El espesor de las juntas deberá ser el mínimo necesario para obtener uniformidad en la capa de mortero y una correcta disposición de los mampuestos.

Las juntas tendrán un espesor máximo de 2 cm.

5.2.2.2. Disposición de los mampuestos

Los mampuestos se dispondrán formando juntas horizontales continuas y juntas verticales discontinuas, de modo que la longitud de traba sea no menor que $\frac{1}{4}$ de la longitud del mampuesto utilizado.

En muros resistentes ejecutados con ladrillos de barro cocido no se admitirá, en ningún caso, la disposición de dichos mampuestos en posición de canto.

5.2.2.3. Colocación del concreto

Para lograr una uniformidad adecuada entre los muros de mampostería y las columnas de concreto armado, se ejecutará primero la mampostería, interrumpiéndola en forma dentada, y luego se colocará el concreto de dichas columnas.

Si se utiliza mampostería reforzada con armadura distribuida, la colocación del concreto se efectuará según tramos no mayores de 80 cm de altura simultáneamente con la ejecución del muro.

Además, el concreto deberá vibrarse mecánica o manualmente a fin de asegurar el llenado completo de los espacios.

5.2.2.4. Disposición de las armaduras

Las armaduras integrantes de la mampostería reforzada con armadura distribuida deberán mantenerse en posición correcta durante la colocación del concreto.

Para dicho tipo de mampostería, las longitudes de empalme, recubrimientos y separaciones de las barras verticales de la armadura, deberán satisfacer los mismos requisitos que se establecen para las estructuras de concreto armado.

5.2.2.5. Estabilidad de los muros durante su construcción

Deberán adoptarse las precauciones necesarias para asegurar la estabilidad de los muros durante el proceso constructivo, especialmente ante las acciones perpendiculares a su plano ejercidas por el viento, los sismos, etc.

5.2.2.6. Curado de los morteros

Deberá efectuarse un eficiente curado de los morteros. La duración del proceso de curado dependerá de las condiciones climáticas, pero en general, deberá ser tal que el mortero alcance el 70% de su resistencia final.

Para condiciones climáticas normales, el tiempo mínimo de curado será de 7 días.

5.2.2.7. Verticalidad de los muros

Los muros no deberán presentar desviaciones con respecto a la vertical que sean mayores que el 0.2% de su altura, ni que 1.5 cm.

5.2.2.8. Canalizaciones

No se admitirá la ejecución de canalizaciones destinadas a contener las instalaciones complementarias en los muros resistentes que se construyan utilizando bloques de barro cocido o de concreto.

5.3. Aplicación a una estructura

5.3.1. Criterio de diseño, plan y elevación

5.3.1.a. General

Calcular el centro de masa, la rigideces para el segundo y quinto piso y determina el diseño de excentricidad. La finalidad de la fuerza de corte, y el momento de vuelco y controlar las paredes para una fuerza de sismo o de viento en la dirección transversal. Determinando con requerimientos de refuerzo en el primero y último piso y las paredes f y j.

5.3.1.b. Sistema de pisos y techos

Peso ligero del concreto prefabricado 110 libras por pie cuadrado (1760 Kg / m³.)

Cargas de piso:

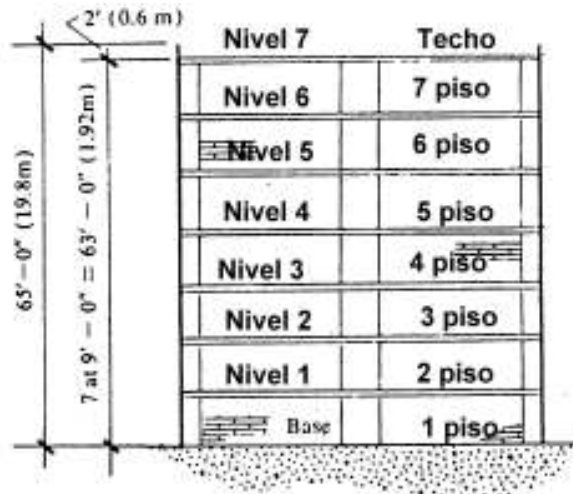
Eslabones	=	73 Libras * Pie ² (3.50 kPa)
Divisiones	=	20 Libras * Pie ² (0.96 kPa)
Acabados	=	5 Libras * Pie ² (0.24 kPa)
Carga Muerta	=	98 Libras * Pie ² (4.56 kPa)
<u>Carga Viva</u>		
Apartamento	=	40 Libras * Pie ² (1.92 kPa)
Corredor	=	100 Libras * Pie ² (4.79 kPa)

Cargas de techo:

Eslabones	=	55 Libras * Pie ² (2.64 kPa)
Relleno	=	12 Libras * Pie ² (0.57 kPa)
Recubrimiento	=	4 Libras * Pie ² (0.19 kPa)
Carga Muerta	=	71 Libras * Pie ² (3.40 kPa)
Techo	=	20 Libras * Pie ² (0.96 kPa)

Cargas de nieve no se toma en cuenta

Figura 15. Sección transversal

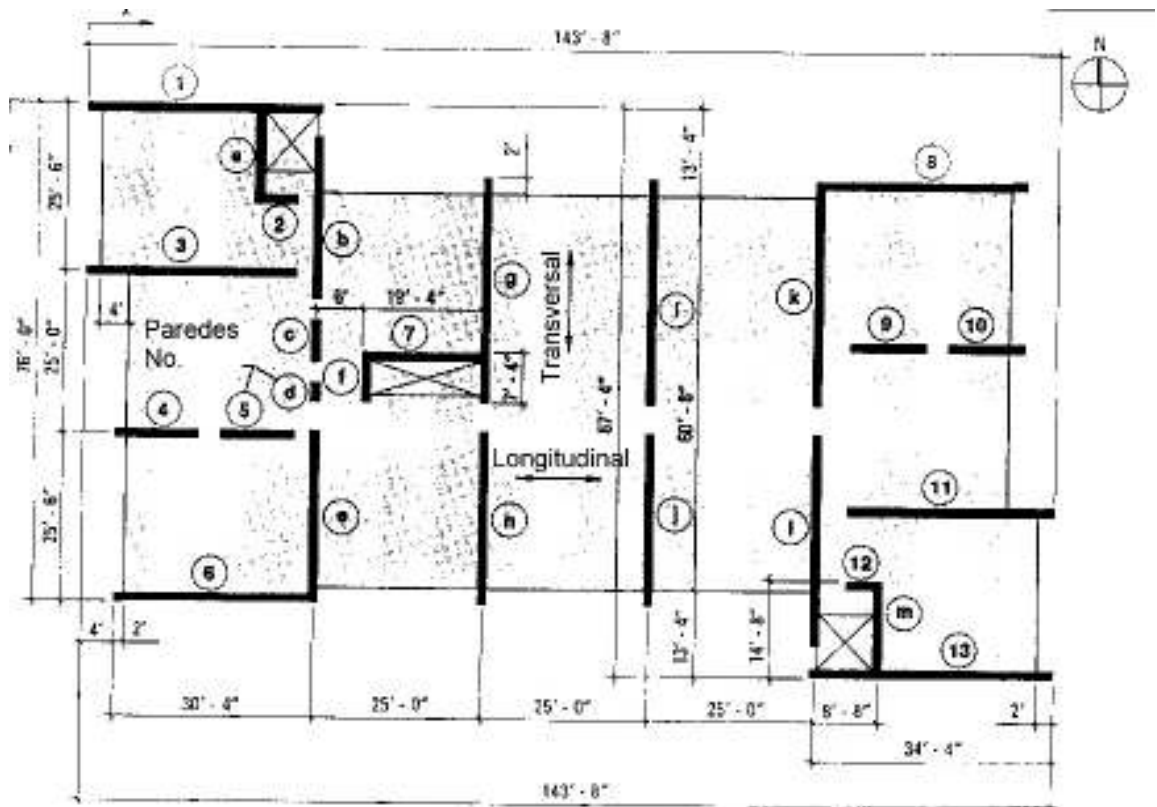


Piso a Piso = 9'

Piso a Cielo = 8' 4" (2.54m)

Ancho de Losa = 0.67'

Figura 16. Plano estructural típico para piso



Nota:

Las paredes en dirección de X tiene que ser numeradas, por ejemplo 1,2,3, etc. Y paredes en dirección de Y van hacer nombradas por ejemplo, a,b,c, etc. Paredes pequeñas (2,10,12 y 21) pueden ser ignoradas en los cálculo.

5.3.1.c. Sistema estructural para pared

Las paredes de albañilería para que sean sólidas el máximo recubrimiento según STC (Coeficiente de sonido de transmisión) valores para que las paredes de albañilería tenga una continua especial inspección.

Valor mínimo f'm Fuerza última de albañilería para hacer determinada se basa en la magnitud de las tensiones verticales y laterales.

5.3.1.d. Diseño de fuerza lateral

Basado en 1994 de *Uniform Building Code* (U.B.C.) requerimientos sísmicos para el corte en la base:

Área de viento	=	0.96 kPa
Zona sísmica	=	Z = 1
Intensidad	=	I = 1.0
	=	C = 2.75 Max.
Corte en la pared del edificio	=	Rw = 6
Fuerza sísmica, corte en la base =		$V = ZIC / Rw * Ws$

El corte en la pared debe de ser diseñado para que esto resista 1.5 veces el corte en la base, V (UBC Sec. 2107.1.7.).

Tabla XV. Centro de masa de paredes

Nota: Todas las paredes son de la misma altura, ancho y peso por pie cuadrado, por consiguiente solo en la longitud de la pared necesita ser usada en una tabla para determinar el centro de masa.

Pared	Dirección de	L	X	Y	L * x	L * y
No.	la Pared	Longitud(pie)	distancia (pie)	Distancia(pie)		
1	X	34.67	17.33	0.33	600.83	11.44
2	X	4.67	28.33	14.33	132.3	66.24
3	X	30	15	25.50	450	765
4	X	12	10	50.50	120	606
5	X	11.33	24.67	50.50	279.51	572.17
6	X	30.67	19.33	75.67	592.85	232.8
7	X	19.33	50	38.33	966.5	107.53
8	X	30.67	124.33	11.67	3813.2	427.53
9	X	11.33	118.67	36.83	1344.5	242.32
10	X	12	133.33	36.83	1600.0	117.48
11	X	30	128	61.83	3840.0	1671.41
12	X	4.67	116	73.00	541.7	305.44
13	X	34.67	126.33	87.00	4379.9	740.92
a	Y	14.67	25.67	7.33	376.6	963.22
b	Y	24.67	34.33	17.33	846.9	1671.41
c	Y	6.67	34.33	36.33	229.0	963.22
d	Y	2.67	34.33	44.00	91.7	1671.41
e	Y	26.67	34.33	62.67	915.6	963.22
f	Y	7.33	40.67	41.67	298.1	2172.39
g	Y	34	59.33	28.33	2017.2	1173.6
h	Y	26.67	59.33	62.67	1582.3	340.91
i	Y	34	84.33	28.33	2867.2	357.92
j	Y	26.67	84.33	62.67	2249.1	417.28
k	Y	34	109.33	28.33	3717.2	441.96
l	Y	33	109.33	65.83	3607.9	1854.9
m	Y	14.67	118	80.00	1731.1	3016.29

$$\Sigma = 551.70'$$

Centro De Gravedad

$$\Sigma=39.191$$

$$\Sigma=23.963$$

5.3.2 Localización del centro de masa

El centro de masa es el punto matemático al cual se asume todo el peso o masa del piso o estructura donde está concentrada. Esta localizado, tomando los momentos sobre la línea de la base de cada peso de cada elemento y luego dividiendo la suma de momentos por el peso total. La localización del centro de masa cambiará si el esquema del piso o la pared cambia.

Fórmula para el centro de masa de paredes:

$$X = \frac{\Sigma (L * x)}{\Sigma L} = 39.191 / 551.70 = 71.04 \text{ pies. (21.52 m.)}$$

$$Y = \frac{\Sigma (L * y)}{\Sigma L} = 23.963 / 551.70 = 43.43 \text{ pies. (13.24 m.)}$$

$$\begin{aligned} \text{Total DL de pared} &= 551.70 * 8.33 * 0.078 \text{ Libras por pie} \\ &= 358.5 \text{ kips / piso (1.60 MN)} \end{aligned}$$

“CENTRO DE MASA DE PISO Y TECHO”

Centro de Masa de piso y techo

$$\text{Peso de Piso} = 98 \text{ Libras} * \text{Pie}^2 \text{ (Carga Muerta (4.56 kPa))}$$

$$\text{Peso Techo} = 71 \text{ Libras} * \text{Pie}^2 \text{ (Carga Muerta (3.40 kPa))}$$

Figura 17. Plano típico de piso

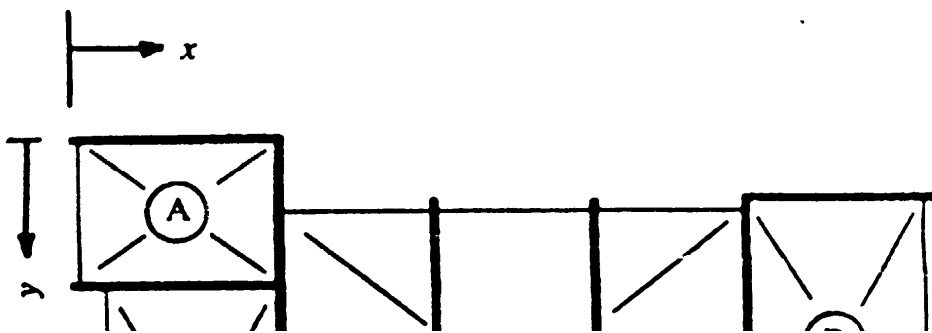


Tabla XVI. Peso muerto de piso

Area	Tamaño (Pie)	Area (Pie²)
A	32.33 * 25.5	824.42
B	28.33 * 50.5	1430.67
C	75.0 * 60.67	4550.25
D	28.33 * 50.5	1430.67
E	32.33 * 25.5	824.42

$$\Sigma = 9,060.45 \text{ pie cuadrado} * 0.098 \text{ kip} * \text{pie}$$
$$= 887.9. \text{ Kips por piso } 3.59 \text{ MN}$$

Debido a la simetría el centro de masa de piso y de techo es:

$$x = 143.67 / 2 = 71.84 \text{ pies. (21.90 m.)}$$

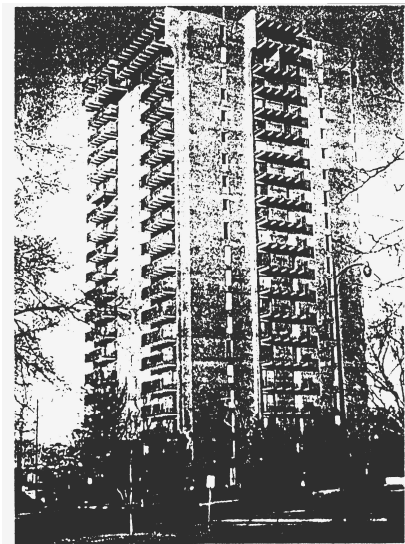
$$y = 87.33 / 2 = 43.67 \text{ pies. (13.31 m.)}$$

Centro de masa combinado de paredes, Pisos y techo

		Paredes	Piso
x	=	(358.5 * 71.04) + (887.9 * 71.84)	/ (358.5 + 887.9)
	=	71.61 pies. (21.79m.)	

		Paredes	Piso
y	=	(358.5 * 43.43) + (887.9 * 43.67)	/ (358.5 + 887.04)
	=	43.61 pies. (13.29 m.)	

Figura 18. Edificio ubicado en Denver, Colorado



5.3.3 Localización del centro de rigideces y determinación del diseño de excentricidad

El centro de rigidez es el punto matemático donde se concentra toda la rigidez del sistema a ese nivel. Es el eje sobre el que el centro de masa y las fuerzas laterales rotan.

Para un sistema de corte en la base en el cual los pisos proveen poca resistencia vertical de deflexión o rotación de las paredes, las paredes deben de ser asumidas desde la orilla de la base. La h/d valores para las paredes va a cambiar en cada nivel de piso y así la rigidez de las paredes van a cambiar en cada nivel de techo.

El ejemplo incrementa la flexibilidad o decrecen todas las paredes según la altura. Usar paredes K, con longitud = 34 pie.

Tabla XVII. Efecto de altura de pared en rigidez. (Altura de la base en pies)

Nivel		1	2	3	4	5	6	7
Altura sobre la Base	0	9	18	27	36	45	54	63
$h/l = h/d$	0	0.265	0.529	0.794	1.059	1.323	1.588	1.853
Rigidez R_c^*		11.507	4.576	2.303	1.259	0.760	0.480	0.324

Tabla XVIII.
nivel base

Tabla Anexo

Pared	Sentido	L	h = 8.33	Rigidez	x	y	Ry * x	Rx * y
-------	---------	---	----------	---------	---	---	--------	--------

No.	Pared	Longitud(pie)	h/d = h/L	Ri	Dist (pie)	dist (pie)		
1	X	34.67	0.24	12.898		0.33		4.26
2	X	4.67	1.78	0.358		14.33		5.13
3	X	30	0.28	10.778		25.5		274.84
4	X	12	0.69	2.955		50.5		149.23
5	X	11.33	0.74	2.604		50.5		131.5
6	X	30.67	0.27	11.252		75.67		851.44
7	X	19.33	0.43	6.219		38.33		238.37
8	X	30.67	0.27	11.252		11.67		131.31
9	X	11.33	0.74	2.604		36.83		95.91
10	X	12	0.69	2.955		36.83		108.83
11	X	30	0.28	10.778		61.83		666.4
12	X	4.67	1.78	0.358		73		26.13
13	X	34.67	0.24	12.898		87		1122.13
A	Y	14.67	0.57	4.080	25.67		104.73	
B	Y	24.67	0.34	8.495	34.33		291.63	
C	Y	6.67	1.25	0.865	34.33		29.7	
D	Y	2.67	3.12	0.076	34.33		2.61	
E	Y	26.67	0.31	9.531	34.33		327.20	
F	Y	7.33	1.14	1.070	40.67		43.52	
G	Y	34	0.25	12.308	59.33		730.23	
H	Y	26.67	0.31	9.531	59.33	73	565.47	
I	Y	34	0.25	12.308	84.33	11.67	1037.93	
J	Y	26.67	0.31	9.531	84.33	36.83	803.75	
K	Y	34	0.25	12.308	109.33	36.83	1345.63	
L	Y	33	0.25	12.308	109.33	61.83	1345.63	
M	Y	14.67	0.57	4.080	118	87	481.44	

$$\Sigma R_x = 87.91 \quad \Sigma R_y = 96.49 \quad \Sigma = 7109.5 \quad \Sigma = 3805.5$$

Nota: La columna H=8.33 ver anexo

Tabla XIX. Excentricidad en el centro de masa y el centro de rigidez incluyendo el 5%.

En sentido "x" (Este - Oeste)

Nivel	Altura	$x - CM = ex + 5\% = ex$
7 techo	63	$77.8 - 71.6 = 6.2 + 7.2 = 13.4$
6 7 piso	54	$77.5 - 71.6 = 5.9 + 7.2 = 13.1$
5 6 piso	45	$77.4 - 71.6 = 5.8 + 7.2 = 13.0$
4 5 piso	36	$76.8 - 71.6 = 5.2 + 7.2 = 12.4$
3 4 piso	27	$76.3 - 71.6 = 4.7 + 7.2 = 11.9$
2 3 piso	18	$75.1 - 71.6 = 3.5 + 7.2 = 10.7$
1 2 piso	9	$73.7 - 71.6 = 2.1 + 7.2 = 9.3$
B 1 piso	0	

En sentido “y” (Norte - Sur)

Nivel	Altura	$x - CM = ex + 5\% = ex$
7 techo	63	$43.4 - 43.6 = 0.2 + 4.4 = 4.6$
6 7 piso	54	$43.4 - 43.6 = 0.2 + 4.4 = 4.6$
5 6 piso	45	$43.4 - 43.6 = 0.2 + 4.4 = 4.6$
4 5 piso	36	$43.4 - 43.6 = 0.2 + 4.4 = 4.6$
3 4 piso	27	$43.3 - 43.6 = 0.3 + 4.4 = 4.7$
2 3 piso	18	$43.3 - 43.6 = 0.3 + 4.4 = 4.7$
1 2 piso	9	$43.2 - 43.6 = 0.4 + 4.4 = 4.8$
B 1 piso	0	

Centro de rigidez de paredes en el primer piso, Piso 1

$$x_{CR} = \frac{\sum R_y \cdot x}{\sum R_y} = \frac{7109.5}{96.49} = 73.7 \text{ pies. (22.38 m).}$$

$$y_{CR} = \frac{\sum R_x \cdot y}{\sum R_x} = \frac{3805.5}{87.91} = 43.3 \text{ pies. (13.18 m).}$$

primer piso, centro de masa al centro de rigidez

$$e_x = x_{CM} - x_{CR} = 71.60 - 73.7 = 2.1 \text{ pies (664 mm)}$$

$$e_y = y_{CM} - y_{CR} = 43.55 - 43.29 = 0.26 \text{ pies (79 mm)}$$

Torsión accidental

Porque la situación y un poco de carga desconocidas y varían desde los materiales, construcción y otros factores que su influencia no son los ideales según el código de UBC, sección 1628.5. Requiere el centro de masa a cada nivel al ser cambiado de sitio en un 5 % del centro calculado de la masa.

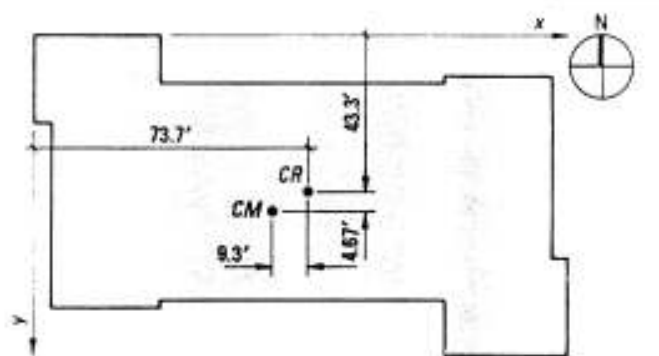
$$\text{Min } e_x = 0.05 * 143.67 = 7.18 \text{ pies. (2.19 m)}$$

$$\text{Min } e_y = 0.05 * 87.33 = 4.37 \text{ pies. (1.30 m)}$$

$$\text{Total } e_x = 7.18 + 2.1 = 9.3$$

$$\text{Total } e_y = 4.37 + 0.26 = 4.67 \text{ pies. (1.39 m)}$$

Figura 19. Localización del centro de rigideces y el centro de masa en el primer nivel



Como se muestra en la tabla XIX, para localizar el centro de rigidez y total excentricidad en la dirección de “x” y “y”, y asuma que las paredes están desde el cimiento.

5.3.4 Diseño de fuerza lateral

5.3.4.a. General

Es asumido en el ejemplo que para los propósitos de distribución de fuerza lateral, los miembros de conexión entre paredes los cuales son las tablas de piso están consideradas flexibles en dirección vertical.

Consideración de interacción entre paredes, paredes acopladas, conectada por medios de dintel o vigas puede ser investigada para determinar las tensiones, momentos y fuerzas laterales inducidas en estos miembros, debido a sus fuerzas laterales.

5.3.4.b. Fuerza de corte en la base

Fuerza de corte total en la base según la *Uniform Building Code UBC*, sección 1628.2.1.

$$V = ZIC / R_w * W \quad (5.6)$$

Según tabla A-1 nota de pie requiere todo el corte de pared el cual resiste fuerza sísmica, debe de ser diseñadas para corte y que puedan resistir 1.5 veces el ZIC / R_w

Coeficiente de fuerza lateral:

$$C = 1.25 S / T^{2/3} \quad (5.7)$$

$S = 1.5$ como en el *Uniform Building Code UBC*, sección 2312 (d)

Sabiendo que $S = 1.5$

Periodo T

$$T = C_t (h_n)^{3/4} = \text{segundos} \quad (5.8)$$

Cuando $C_t = 0.020$

$h_t =$ altura del edificio que son 63 pies al techo del nivel 7.

$$T = 0.020 (63)^{3/4} = 0.45 \text{ segundos}$$

Determinar el coeficiente de fuerza lateral "C"

$$Y \text{ el valor de } C = 1.25 (1.5) / 0.45^{3/4} = 3.19$$

Cuando C no exceda a 2.75 que es el máximo valor según (UBC Sec. 1628.2.1)

S = 1.5 como en el Uniform Building Code UBC, sección 2312 (d)

C*S = 3.19 * 1.5 = 4.785 ∴ usar 2.75 máximo valor permitido según UBC, Uniform Building Code.

Corte en la Base= $ZIC / R_w * W_{DL}$

$$V = (1)*(1)*(2.75)/ 6 *W_{DL}$$

$$V = (0.4583) *W_{DL}$$

Al chequear que el corte es un dato muy elevado tomaremos $V = 0.183 * W_{DL}$ ya que es un valor máximo permitido por el método.

Determinación de la carga efectiva muerta de la estructura analizada

Al nivel de techo:

$$\text{Encadenado de techo } (71 / 98) * 887.9 = 643.3 \text{ Kips (2.86 MN)}$$

$$\text{Carga tributaria de pared } (2.5 + (8.33 / 2) / 8.33) * 358.5 = 287.1 \text{ Kips (1.36 MN)}$$

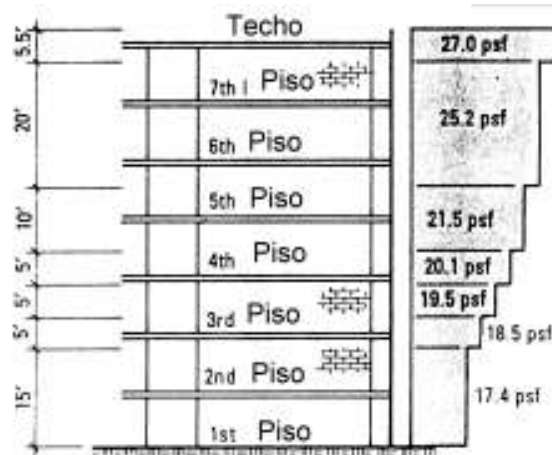
Al nivel del piso:

$$\text{Piso } 6 * 887.9 = 5327.4 \text{ Kips (23.52 MN)}$$

$$\text{Carga de pared } 6 * 358.5 = 2151.0 \text{ Kips (11.44 MN)}$$

Total de W_{DL} es igual a $= 8408.87$ Kips (36.98 MN)

Figura 20. Fuerzas de viento en el edificio



Corte de Base de la estructura analizada transversal:

$$V = 0.4583 * 8408.8 = 1539 \text{ kips (6.89 MN)}$$

Diseño de corte para paredes para resistir 1.5 veces

$$1.5 V = 1.5 * 1539 = 2308.5 \text{ kips (9.97 MN)}$$

El mismo método debe de ser usado para determinar el corte de base en sección longitudinal

Revisar corte en la base debido al viento según la UBC Sección 1618 Y seccion 3-5.

$$P = C_e C_q q_s I_w$$

Tomaremos datos establecidos según UBC

Velocidad de viento 70 mph o 112 kmph

$C_q = 1.3$ altura hasta de 0 a 40 pies

$C_q = 1.4$ altura hasta de 40 a 65 pies

Son valores obtenidos en UBC tabla 3-6 No. 16-G y tabla 3-7 No. 16- H

$q_s = 12.6$ lbs por pie cuadrado de la tabla 3-3 UBC Tabla No. 16-F para una velocidad asumida de 70 mph o 112 km p h

$I_w = 1.0$ según tabla 3-5 (UBC No. 16-K)

Integrando alturas y chequeando la carga de viento

Altura	C_e	C_q	q_s	I_w	P (libras)
0 – 15	1.06	1.3	12.6	1	17.4
15 –20	1.13	1.3	12.6	1	18.5
20 –25	1.19	1.3	12.6	1	19.5
25 –30	1.23	1.3	12.6	1	20.1
30 –40	1.31	1.3	12.6	1	21.5

40 – 60	1.43	1.4	12.6	1	25.2
60 – 80	1.53	1.4	12.6	1	27.0

Dirección transversal : Longitud 143.67 pies (43.77 m)

Corte de Base por el Viento:

$$\begin{aligned}
 V &= ((15 * 17.4) + (5 * 18.5) + (5 * 20.1) + (10 * 21.5) + (20 * 25.2) + (5.5 * 27) * (143.67/1000) \\
 &= 203.9 \text{ kips (0.83 MN)}
 \end{aligned}$$

Por consiguiente las fuerzas de sismo gobierna para el corte en la base.

$$V = 1539 \text{ kips (6.89 MN)}$$

Diseño de cote de paredes para resistir el corte

$$1.5 V = 2308.5 \text{ kips (9.97 MN)}$$

5.3.5 Distribución de fuerzas laterales

Carga Muerta para pisos típicos

Carga de Piso	=	887.9 kips (3.89 MN)
Carga de Pared	=	358.9 kips (2.602 MN)
<hr/>		
Carga a nivel de piso W_i	=	1246.4 kips (5.19 MN)

Carga Muerta a nivel del techo

Carga de techo = 643.3 kips (2.86 MN)

Carga de Pared = 287.1 kips (1.23 MN)

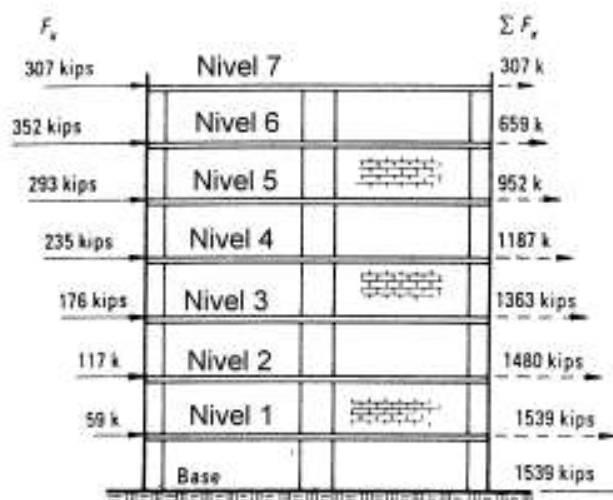
Carga hasta arriba del techo = 930.4 kips (4.33 MN)

Determine la fuerza en la cúspide que se encuentra en la cima del techo

Dirección transversal

$F_t = 0$ desde que $T < 0.7$ segundos según sección del código (UBC 1628.4)

Figura 21. Fuerzas de corte en el edificio



5.3.6 Momento torsor o de vuelco

Debido a la excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez, un momento de torsión se creará a cada nivel del suelo. el momento del torsional es que la fuerza sísmica lateral cronometra el excentricidad y es acumulado del topo basar. muestras el momento del torsional y el valor acumulado por el nivel

El momento torsor se debería de basar en fuerzas laterales por viento como se especifica en el código considerado para el diseño de esta estructura (UBC), debido al o por consiguiente para fuerzas sísmicas como se especifican en UBC sección 1628.4

$$\text{Corte en la Base} = ZIC / R_w * W_{DL}$$

$$M_B = F_t h_n + \sum_1^n F_x h_x \quad (5.9)$$

donde:

$$F_x = (V - F_t) w_x h_x / \sum_1^n w_i h_i \quad (5.10)$$

$$M_x = F_t (h_n - h_x) + \sum_1^n F_i (h_i - h_x) \quad (5.11)$$

Sin embargo, $F_t = 0$

$$M_x = \sum_{N=1}^n F_i (h_i - h_x) \quad (5.12)$$

$$M_{BASE} = \sum_1^n F_x h_x \quad (5.13)$$

Tabla XX. Distribución de fuerzas laterales para cada nivel de piso en dirección transversal

Nivel	Wi kips	hi pies	wihi kips-pie	Fx kips	Fx Total
7	930.4	63	58615	307	307
6	1246.4	54	67306	352	659
5	1246.4	45	56088	293	952
4	1246.4	36	44870	235	1187
3	1246.4	27	33653	176	1363
2	1246.4	18	22435	117	1480
1	1246.4	9	11218	59	1539
Base	179.3	0	0	0	1539

294.185Kip

Techo del nivel 7

Primer piso en base

$$\sum^n w_i h_i = 294.185 \text{ kips (384.7 MN - m)}$$

$$\text{Fuerza Cortante} = V = \sum F_x = 1539 \text{ kips (6.89 MN)}$$

Tabla XXI. Momentos torsores en construcción de cada nivel de piso en dirección transversal tanto en "x" como en "y"

Fuerza sísmica (Norte - Sur)

Nivel	Altura	ex * Fv = Mt	Mt
7 techo	63	13.4 * 307 = 4114	4114
6 7 piso	54	13.1 * 352 = 4611	8725

5 6 piso	45	$13 * 293 = 3809$	12534
4 5 piso	36	$12.4 * 235 = 2914$	15448
3 4 piso	27	$11.9 * 176 = 2094$	17542
2 3 piso	18	$10.7 * 117 = 1252$	18794
1 2 piso	9	$9.3 * 59 = 549$	19343
B 1 piso	0		

$$1539 = 19343$$

Fuerza sísmica (Este - Oeste)

Nivel	Altura	$ex * Fv = Mt$	Mt
7 techo	63	$4.6 * 307 = 1412$	1412
6 7 piso	54	$4.6 * 352 = 1619$	3031
5 6 piso	45	$4.6 * 293 = 1348$	4379
4 5 piso	36	$4.6 * 235 = 1081$	5460
3 4 piso	27	$4.7 * 176 = 827$	6287
2 3 piso	18	$4.7 * 117 = 550$	6837
1 2 piso	9	$4.8 * 59 = 283$	7120
B 1 piso	0		

$$1539 = 7120$$

5.3.7 Distribución para primera historia de carga y momento, Nivel de base, corte emparedes (dirección transversal)

Fuerza para pared debido a historia de corte

$$F_v = R / \sum R * V \text{ kips (5.14)}$$

Fuerza para pared debido al momento torsionante

$$F_t = R_d / \sum R_d^2 * M_T \text{ kips} \quad (5.15)$$

$$\text{Diseño de fuerza de corte} = 1.5 (F_v + F_T) \quad (5.16)$$

Momento torsor para pared debido a la historia del momento torsor

$$\text{O.T.M.} = R / \sum R * M_B \quad (5.17)$$

Corte y momentos torsores distribuidos que resistan paredes según las rigideces relativas.

Primera historia de corte $V = 59 \text{ kips (0.69 MN)}$

Momento de Vuelco $= 64,119 \text{ kips-pie (86.96 MN - m)}$

Excentricidad $e_x = 9.3 \text{ pies}$

Momento torsionante $M_T = 59 * 9.30 = 549 \text{ kips-pie (0.69 MN-m)}$

Tabla XXII. Distribución de fuerzas y momentos torsionales en el primer piso, nivel base, dirección transversal (Norte – Sur)

Pared	Rigidez	X	Dx	R*dx	R*dx2	F lateral	Ftorsional	Diseño de	Momento
No.	Rc	Pie	Pie		dist (pie)	Fv	Ft	Corte 1.5F	Vuelco
a	4.08	25.67	48.03	196	9412	2.5	0.6	2.5	3.8

b	8.495	30.33	39.37	334.4	13167	5.2	1.1	5.2	7.8
c	0.865	30.33	39.37	34.1	1341	0.5	0.1	0.5	0.8
d	0.076	30.33	39.37	3	118	0	0	0	0.1
e	9.531	30.33	39.37	375.2	14773	5.8	1.2	5.8	8.7
f	1.07	40.67	33.03	35.3	1167	0.7	0.1	0.7	1.1
g	12.308	59.33	14.37	176.9	2542	7.5	0.6	7.5	11.3
h	9.531	59.33	14.37	137	1968	5.8	0.5	5.8	8.7
i	12.308	84.33	10.63	130.8	1391	7.5	0.4	8	12
j	9.531	84.33	10.63	101.3	1077	5.8	0.3	6.2	9.2
k	12.308	109.33	35.63	438.5	15625	7.5	1.4	9	13.5
l	12.308	109.33	35.63	438.5	15625	7.5	1.4	9	13.5
m	4.08	118	44.30	180.7	8007	2.5	0.6	3.1	4.6
	$\Sigma R=96.49$					59	0		

Tabla XXIII. Dirección Longitudinal (Norte – Sur)

Pared	Rigidez	Y	Dy	R*dy	R*dy2	F lateral	Ftorsional	Diseño de	Momento
No.	Rc	Pie	Pie		dist (pie)	Fv	Ft	Corte 1.5F	Vuelco
1	12.898	0.33	42.87	552.9	23704		1.8	1.8	2.7

2	0.353	14.33	28.87	10.3	298		0	0	0
3	10.778	25.5	17.7	190.8	3377		0.6	0.6	0.9
4	2.955	50.5	7.3	21.6	157		0.1	0.1	0.1
5	2.604	50.5	7.3	19	139		0.1	0.1	0.1
6	11.252	75.67	32.47	365.4	11863		1.2	1.2	1.8
7	6.219	38.33	4.87	30.8	147		0.1	0.1	0.2
8	0.358	11.67	31.53	354.8	11186		1.2	1.2	1.8
9	11.252	36.83	6.37	16.6	106		0.1	0.1	0.1
10	2.604	36.83	6.37	18.8	120		0.1	0.1	0.1
11	2.955	61.83	18.63	200.8	3741		0.7	0.7	1
12	10.778	73	29.8	10.7	318		0	0	0.1
13	12.898	87	43.8	564.9	24744		1.9	1.9	2.8
	$\Sigma R=87.909$								
					$\Sigma=166113$		0.0		

Tabla XXIV. Distribución de fuerzas y momentos torsionales en el quinto piso, nivel 4, dirección Transversal (Norte – Sur)

Quinta historia de corte $V = 235$ kips (0.69 MN)
Excentricidad $e_x = 12.4$ pies

Momento torsionante $M_T = 235 * 12.4 = 2914$ kips-pie (2.39 MN-m)

Se distribuye la fuerza y el momento torsionante que resisten las paredes acorde a la rigidez relativa

Pared	Rigidez	X	dx	R*dx	R*dx2	F lateral	Ftorsional	Diseño de	Momento
No.	Rc	Pie	pie		dist (pie)	Fv	Ft	Corte 1.5F	Vuelco
a	0.155	25.67	51.23	7.9	407	4.4	1.6	4.4	6.6
b	0.604	30.33	42.57	25.7	1095	17.3	5.2	17.3	26
c	0.016	30.33	42.57	0.7	29	0.5	0.1	0.5	0.8
d	0.002	30.33	42.57	0.1	4	0.1	0	0.1	0.2
e	0.733	30.33	42.57	31.2	1328	21	6.3	21	31.5
f	0.021	40.67	36.23	0.8	28	0.6	0.2	0.6	0.9
g	1.285	59.33	17.57	22.6	397	36.8	4.6	36.8	55.2
h	0.733	59.33	17.57	12.9	226	21	2.6	21	31.5
i	1.285	84.33	7.43	9.5	71	36.8	1.9	38.7	58.1
j	0.733	84.33	7.43	5.4	40	21	1.1	22.1	33.1
k	1.285	109.33	32.43	41.7	1351	36.8	8.5	45.2	67.9
l	1.208	109.33	32.43	39.2	1270	34.6	8	42.5	63.8
m	0.155	118	41.1	6.4	262	4.4	1.3	5.7	8.6
	$\Sigma R=8.215$					235	0		

Tabla XXV. Dirección Longitudinal (Norte – Sur)

Pared	Rigidez	Y	Dy	R*dy	R*dy2	F lateral	Ftorsional	Diseño de	Momento
No.	Rc	Pie	Pie		dist (pie)	Fv	Ft	Corte 1.5F	Vuelco
1	1.34	0.33	43.07	57.7	2486		11.7	11.7	17.6

Nivel	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M
7	4.7	20.8	0.8	0.3	26	0.6	50.3	26	52.9	27.3	62.5	57.4	6.1
6	5.6	24.6	0.7	0.2	30.3	0.7	57	30.3	59.9	31.8	70.6	65.2	7.4
5	5	20.7	0.5	0.1	25.6	0.7	46.9	25.6	49.4	26.9	58.1	54.1	6.5
4	4.4	17.3	0.5	0.1	21	0.6	36.8	21	38.7	22.1	45.2	42.5	5.7
3	3.8	13.7	0.4	0	16.2	0.6	26.7	16.2	28.2	17.1	32.8	30.8	4.9
2	3.4	9.7	0.4	0	11.3	0.6	16.7	11.3	17.6	11.9	20.3	19.1	4.3
1	2.5	5.2	0.3	0	5.8	0.5	7.5	5.8	8	6.2	9	9	3.1
B													

Tabla XXVII. El valor aumenta de la cima para basar como las fuerzas acumulativo estos aumentan valores en un 50% y el elemento de la pared se diseña para este aumento cantidad.

El Corte total y fuerza de Momento de torsional a cada nivel a cada Fuerza de la pared N-S

	Pared		Pared		Pared		Pared		Pared		Pared		Pared
Nivel	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M
7	4.7	20.8	0.8	0.3	26	0.6	50.3	26	52.9	27.3	62.5	57.4	6.1
6	10.3	45.4	1.5	0.5	56.3	1.3	107.3	56.3	112.8	59.1	133.1	122.6	13.5
5	15.3	66.1	2	0.6	81.9	2	154.2	81.9	162.2	86	191.2	176.7	20
4	19.7	83.4	2.5	0.7	102.9	2.6	191	102.9	200.9	108.1	236.4	219.2	25.7
3	23.5	97.1	2.9	0.7	119.1	3.2	217.7	119.1	229.1	125.2	269.2	250	30.6
2	26.9	107	3.3	0.7	130.4	3.8	234.4	130.4	246.7	137.1	289.5	269.1	34.9
1	29.4	112	3.8	0.7	136.1	4.5	241.9	136.2	254.7	143.3	298.5	278.1	38
B	29.4	112	3.8	0.7	136.2	4.5	241.9	136.2	254.7	143.3	298.5	278.1	38

La determinación del Momento Vuelco a cada nivel para cada pared:

El momento vuelco en la pared a cualquier nivel es la suma de los productos de las fuerzas horizontales debido a cargas laterales y debido al momento del torsional la altura cronometrada a esa fuerza a cada nivel.

$$M_6 = 27.3 * 9 = 246 \text{ kips-pie (0.29 MN-m)}$$

$$M_5 = 27.3*18 + 31.9*9 = 815 \text{ kips- pie (0.49 MN-m)}$$

$$M_4 = 27.3*27 + 31.9*18+ 26.9 * 9 = 1552 \text{ kips-pie (0.68 MN-m)}$$

$$M_3 = 27.3*36 + 31.9*27 + 26.9*18 + 22.1*9 = 2525\text{kips-pie (0.73MN-m)}$$

$$M_2 = 27.3*45+ 31.9*36+ 26.9*27+ 22.1*18 + 17.7*9 = 3651 \text{ kips-pie (0.78MN - m)}$$

$$M_1 = 27.3 \cdot 54 + 31.9 \cdot 45 + 26.9 \cdot 36 + 22.1 \cdot 27 + 17.7 \cdot 18 + 11.9 \cdot 9 = 4885 \text{ kips-pie} \quad (0.83 \text{ MN-m})$$

$$M_{\text{BASE}} = 27.3 \cdot 63 + 31.9 \cdot 54 + 26.9 \cdot 45 + 22.1 \cdot 36 + 17.1 \cdot 27 + 11.9 \cdot 18 + 6.2 \cdot 9 = 6175 \text{ kips-pie} \\ (0.94 \text{ MN-m})$$

Tabla XXVIII. Resumen de total de cada momento de vuelco de cada nivel a cada pared (pie-kips)

	Pared		Pared		Pared		Pared		Pared		Pared		Pared	
Nivel	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	
6	42.3	187	7.2	2.7	234	5.4	453	234	476	246	562.5	516.6	55	
5	145.8	629	17.1	4.5	775.8	19	1448	776	1523	815	1794	1660	192	
4	272.7	1190	38.7	12.6	1477	35	2806	1477	2951	1551	3481	3210	356	
3	450	1941	61.2	18.9	2403	59	4525	2403	4759	2524	5608	5183	588	
2	661.5	2815	87.3	25.2	3475	87	6484	3475	6821	3651	8031	7433	863	
1	903.6	3776	117	31.5	4649	122	8594	4649	9041	4885	10637	9855	1177	
B	1168	4784	151.2	37.8	5875	162	10771	5875	11334	6175	13324	12357	1519	

Tabla XXIX. Resumen de total de cada momento de vuelco de cada nivel (pie- kips)

Nivel	Fx kips	hi pies	wihi kips-pie	M kips-pie
7	302	63	19,026	0
6	332	54	17,928	2,718
5	277	45	12,465	8,424
4	221	36	7,956	16,623
3	166	27	4,482	26,811
2	111	18	1,998	38,493
1	54	9	485	51,174
0	0	0	0	64,119

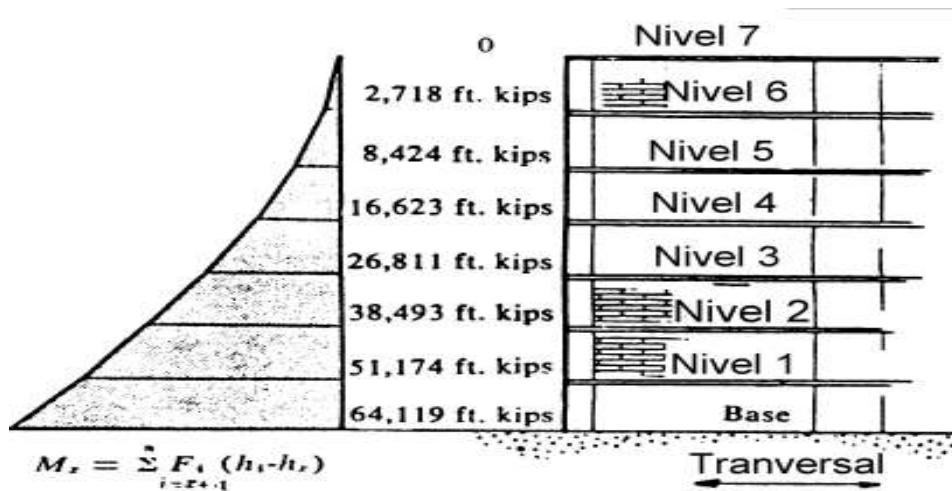
Fuerza Cortante = $V = \sum F_x = 1463 \text{ kips (6.51 MN)}$

O.T.M. = $M_B = \sum^n F_x h_x = 64,119 \text{ kips-pie (86.96 MN -m)}$

Momento de vuelco en el sentido "X"

$$M_x = \sum^n F_i (h_i - h_x)$$

Figura 22. Diagrama de momentos de torsores



Revisar el momento torsor debido al viento, no es un valor determinante de algún efecto de corte en una estructura.

$$\begin{aligned} \text{O.T.M.} &= (25 * 15 * 57.5) + (20 * 20 * 40) + (15 * 30 * 15) * (143.67 / \\ &1000) \\ &= 6,36 \text{ kips – pie (8.63 MN – m)} \end{aligned}$$

Controles sísmicos:

$$\text{O.T.M.} = 64,119 \text{ kips – pie (86.96 MN – m)}$$

CONCLUSIONES

1. El método o procedimiento antes expuesto es de mucha utilidad para los profesionales que se dedican al diseño de este tipo de estructuras, ya que tiene un alto grado de confiabilidad ante una fuerza sísmica dándonos cuenta que la fuerza de sismo se distribuye en todos los niveles de la estructura, y por sus cálculos que son basados en normas Internacionales en el diseño de edificios de este tipo de material.
2. Este método comparado con otro es mucho más práctico y tiene la misma confiabilidad ante una fuerza sísmica.
3. Las estructuras de este tipo de material, son aptas para diseñarse ante efectos sísmicos ya que por su masividad éstas llegan a alcanzar una estabilidad en el momento de una fuerza sísmica natural. Este método simplificado es recomendado utilizarlo para este tipo de estructuras.
4. Cuando se construyen y diseñan elementos de mampostería, se debe tener el cuidado de que los cálculos de los métodos sean los más prácticos y confiables y este método puede llegar alcanzar un grado de aceptación entre los profesionales de la ingeniería civil.

RECOMENDACIONES

5. Que los elementos verticales de mampostería sean en planta, de forma tipo “L”, “C”, “I”, etc., dichas son bastante rígidas y eficientes. Cuando se trata de estructuras de varios pisos, hay que buscar que estos elementos sean continuos a lo alto de toda la estructura.

6. Es muy importante un buen anclaje entre los diferentes elementos de la estructura. Para esto, habrá que diseñar las uniones de tal manera que trabajen lo más similarmente posible a lo asumido en el análisis. Cuando se tiene uniones o anclajes difíciles y complicados, es conveniente diseñarlos antes del análisis para que, cuando se llegue a éste, se tenga una idea clara de la forma en que va a trabajar.

7. En estructuras de mampostería, la calidad del trabajo de campo, es decir, la calidad de construcción, juega un papel muy importante, ya que una construcción de calidad deficiente, puede producir mampostería de muy baja resistencia, aunque se hayan utilizado materiales de buena calidad.

BIBLIOGRAFÍA

- 1-. James E. Amrheim, Mansory Institute of America
Reinforced Mansory Engineering Hand Book Clay and Concrete Masonry. 5ta. Edición.
- 2-. **Recommended Practice for Engineered Brick Mansory Structural Clay Products Institute,** McLean, Virginia, USA 1989.
- 3-. **Uniform Building Code (U.B.C), International Conference of Building Officials,** Whittier: ICBO, California, USA 1994.
- 4-. **Mansory Code And Specifications.** Mansory Industry Advertising Committee California, USA, 1990
- 5-. **Recommended Building Code Requirements for Engineered Brick Masonry Structural Clay Products Institute** Washington, D.C. 1990.
- 6-. **Analysis of Small Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Forces,** Portland Cement Association (PCA) Skokie, USA, 1986.
- 7-. Brick Institute of America (Feb. 1990) **“Building Code Requirements for Masonry Structures ACI 530/ASCE,** 5ta edition, **Specifications for Masonry Structures ACI 530/ ASCE 6.** **“Technical Notes on Brick Construction,.** No. 3.
- 8-. **American Society for Testing and Materials. (1994),** 1994 Annual Book of ASTM Standards, Vol 04.05, Philadelphia:ASTM.
- 9-. Ernesto Rosales Arenales, Trabajo de Graduación titulado **Consideraciones en el Análisis y diseño de estructuras de Mampostería USAC** 1990.

10-. ANEXOS

11-.

12-.

13-. CAMINO CRÍTICO DEL MÉTODO EXPUESTO

14-.

15-. PASO No. 1

16-.

17-.

18-.

19-.

Establecemos las cargas necesarias para el método expuesto; tanto vivas como muertas de piso a cielo.

20-.

21-.

PASO No. 2

22-.

23-.

24-.

25-.

26-.

27-.

28-.

29-.

30-.

31-.

32-.

33-.

34-.

35-.

36-.

Realizamos un plano típico de piso, seleccionando los muros más críticos en el diseño de este tipo. Tiene 143 pies y 8 pulgadas de largo y ancho 76 pies.

38-.

39-.

40-.

41-.

42-.

43-.

44-.

PASO No. 3

Enumeramos los muros en sentido "X" con un numeral y en sentido "Y" con letra.

37-. PASO No. 4

La altura del ejercicio es de 65 pies 6 pulg. cada piso tiene 9 pies, 18 pies, 27 pies, 36 pies, 45 pies, 54 pies, 63 pies de piso a cielo tiene 8 pies con 4 pulgadas.

45.-

46.- PASO No. 5

47.-

48.-

49.-

50.-

Calcularemos la fuerza lateral con la fórmula siguiente:

51.-

$$V = ZIC / R_w * W$$

52.-

53.-

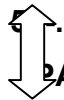
54.-

$$I = 1, C = 2.75 \text{ (Max)} R_w = 6 \text{ (Corte de pared)}$$

55.-

56.-

57.-



59.- PASO No. 6

60.-

61.-

62.-

Luego localizamos el centro de masa.

63.-

64.-

$$X = \sum L * X / \sum L \quad Y = \sum L * Y / \sum L$$

65.-

66.-

$$X = 71.04 \text{ pies} \quad , \quad Y = 43.43 \text{ pies.}$$

67.-

68.-

$$DL \text{ de Pared} = 551.7 * 8.33 * 0.078 = 358.5 \text{ Kip / Piso}$$

69.-

70.-



72.- PASO No. 7

73.-

74.-

75.-

76.-

- Ahora calculamos el centro de masa de piso a cielo.
- Carga muerta piso = 98 Lb / pie².
- Carga muerta cielo = 71 Lb / pie².

77.-

78.-

79.-

80.-

81.-

82.-

83.-

84.-

85-
86-
87-
88-
89-

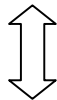
90-. PASO No. 8

91-
92-
93-
94-
95-
96-
97-
98-

Para que se localice el centro de masa tomaremos una tabla para localizar el centro de masa de cada una de las paredes en diferentes direcciones y con sus respectivas longitudes. Realizamos unos planos típico de orientación del piso, lo dividimos como nos convenga, y nos sea fácil.

99-
100-
101-
102-
103-

PASO No. 9

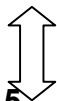


104-
105-
106-
107-
108-
109-
110-
111-
112-

- Al hacer la división correspondiente calculamos el área de cada división echa en el plano típico de nuestro edificio.
- Al tener el área de todo el plano típico del edificio en estudio, calculamos la carga muerta del piso así:

Carga muerta = Area total * 0.098 Lbs y
Esto nos da: Kip / piso.

113-
114-
115-. PASO No. 10



116-
117-
118-
119-
120-
121-
122-

Calculamos el centro de masa, en las direcciones de estudio del ejercicio.

123-. PASO No. 11

124-.

125-.

126-.

127-.

128-.

129-.

130-.

131-.

132-.

133-.

134-.

135-.

136-.

137-.

138-.

Combinamos el centro de masa de pared y de piso o cielo.

$$X = \frac{(CM \text{ Pared} * X) + (CM \text{ Piso} * X)}{(CM \text{ Pared} + CM \text{ Piso})}$$

$$Y = \frac{(CM \text{ Pared} * Y) + (CM \text{ Piso} * Y)}{(CM \text{ Pared} + CM \text{ Piso})}$$

140-.

1

142-. PASO No. 12

143-.

144

145

146

147-.

148-.

149-.

150-. PASO No. 13

151-.

152-.

15

15

15

15

15

15

15

160-.

161-.

Localizamos el centro de rigidez, primer nivel, nivel uno.
Realizamos tablas para el cálculo, ya que incluye para el cálculo
Identificación de pared, dirección, longitud la relación
 $h / 1 = h / d$, rigidez en X, rigidez Y, distancia en X, distancia en Y,
multiplicación de rigidez * distancia en ambos sentidos tanto en "X"
como en "Y".

162-. PASO No. 14

163-.

164-.

165-

166-

Centro de rigidez CR, en el primer nivel

167-

168-

169-

170-

171-

172-

173-

174-

175-

176-

$$X_{cr} = \frac{\sum R_y \cdot X}{\sum R_y} = \frac{7109.5}{96.49} = 73.7 \text{ ft}$$
$$Y_{cr} = \frac{\sum R_y \cdot Y}{\sum R_y} = \frac{3805.5}{87.91} = 43.3 \text{ pie}$$

177-.

178-.

179-.  PASO No. 15

180-.

181-.

182-

183-

Excentricidad en el primer piso.

184-

185-

186-

187-

188-

189-.

190-.

191-.

192-.

PASO No. 16

193-.

194-.

195-.

196-.

197-.

198-.

199-.

200-.

Mínimo valor de excentricidad que permite la torsión accidental.

$$\text{Min } e_x = 0.05 \times 143.67 = 7.2 \text{ pie}$$

$$\text{Min } e_y = 0.05 \times 87.33 = 4.37 \text{ pie}$$

$$\text{Total } e_x = 7.2 + 2.1 = 9.3 \text{ pie}$$

$$\text{Total } e_y = 4.37 + 0.3 = 4.67 \text{ pie}$$

201-. PASO No. 17

202-.

203-.

204-.

Diseño de fuerza lateral.

205-.

206-.

207-.

208-.

209-.

210-.

211-.

212-.

213-.

214-.

215-.

216-.

217-.

218-.

219-.

220-.

221-.

222-.

223-.

224-. PASO No. 18

225-.

226-.

227-.

Wdl se determina así a nivel de techo.

228-.

229-.

230-.

231-.

232-.

233-.

234-.

235-.

$$\text{Techo} = \frac{71}{98} \left[887.9 \right] = 643.3 \text{ Kip}$$

$$\text{Pared Tributaria} = \left(\frac{2.5 + \frac{8.33}{2}}{8.33} \right) 358.5 = 287.1 \text{ Kip}$$

236-. PASO No. 19

237-

238- A nivel del piso

239-

240- $\text{Piso} = 6 \times 887.9 = 5327.4 \text{ Kips}$

241-

242- $\text{Pared} = 6 \times 358.9 = \underline{2151.0 \text{ Kips.}}$

243-

244- $\text{Total WDL} = 8408.8 \text{ Kips.}$

245-

246- $V = 1538.8 \text{ Kips.}$

247-

248-

249-

250-. PASO No. 20

251-

252-

253- Ya que tengo el corte o sea la fuerza que actúa en ella la
254- distribuimos así:

255-

256- $\text{Techo} = 643.3 \text{ Kips}$

257-

258- $\text{Pared} = \underline{287.1 \text{ Kips}}$

259-

260- $W_n = 930.4 \text{ Kips.}$

261-

262-

→ Nivel Tope del techo.

263-

264-. PASO No. 21

265-

266- Carga muerta del piso típico.

267-

268- $\text{Cielo} \longrightarrow 887.9 \text{ Kips.}$

269-

270- $\text{Pared} \longrightarrow \underline{358.5 \text{ Kips}}$

271-

272- $\text{Carga de 1er. Piso} \longrightarrow 1246.4 \text{ Kips. } W_i$

310-.

311-.

312-.

313-.

314-.

315-.

316-. PASO No. 24

317-.

$F_x = 307$ kips. 7		307 kips.
$F_x = 352$ kips. 6		659 kips.
$F_x = 293$ kips. 5		952 kips
$F_x = 235$ kips. 4	$V = 1539$ kips.	1187 kips
$F_x = 176$ kips. 3		1363 kips
$F_x = 117$ kips. 2		1480 kips
$F_x = 59$ kips. 1		1539 kips.

318-.

319-. PASO No. 25

320-.

321

Por ejemplo: 1539 kips.

$V = 59$ kips. Excentricidad $e_x = 9.3$ pie

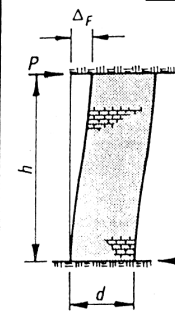
Momento torsional = $M_t = 9.3$ pie x 59 kip.

$M_t = 549$ kip/pie

327-
328-
329-

Tabla XXX. Coeficiente de deflexión y rigidez de pared de cálculo de la fuerza horizontal

343-

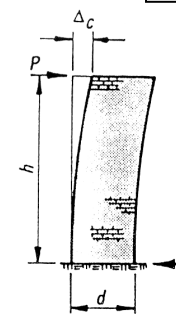


$\Delta_F =$ Deflexión de pared a pared al piso.

$$\Delta_F = \frac{P}{E_m t} \left[\left(\frac{h}{d} \right)^3 + 3 \left(\frac{h}{d} \right) \right]$$

$$\Delta_F = 0.1 \left(\frac{h}{d} \right)^3 + 0.3 \left(\frac{h}{d} \right)$$

$R_F = \frac{1}{\Delta_F}$ Rigidez de pared a piso.



$\Delta_C =$ Deflexión de la unión de pared a piso.

$$\Delta_C = \frac{P}{E_m t} \left[4 \left(\frac{h}{d} \right)^3 + 3 \left(\frac{h}{d} \right) \right]$$

$$\Delta_C = 0.4 \left(\frac{h}{d} \right)^3 + 0.3 \left(\frac{h}{d} \right)$$

$R_C = \frac{1}{\Delta_C}$ Rigidez de la unión de pared a piso.

$P = 100,000$ Libra $t = 1''$; $E_m = 1,000,000$ psi

h/d	Δ_F	Δ_C	R_F	R_C	h/d	Δ_F	Δ_C	R_F	R_C	h/d	Δ_F	Δ_C	R_F	R_C
0.10	0.030	0.030	33.223	32.895	0.45	0.144	0.171	6.939	5.833	0.80	0.291	0.445	3.434	2.248
0.11	0.033	0.034	30.181	29.822	0.46	0.148	0.177	6.769	5.652	0.81	0.296	0.456	3.377	2.195
0.12	0.036	0.037	27.645	27.254	0.47	0.151	0.183	6.606	5.479	0.82	0.301	0.467	3.321	2.143
0.13	0.039	0.040	25.497	25.076	0.48	0.155	0.188	6.449	5.312	0.83	0.306	0.478	3.266	2.093
0.14	0.042	0.043	23.655	23.203	0.49	0.159	0.194	6.299	5.153	0.84	0.311	0.489	3.213	2.045
0.15	0.045	0.046	22.057	21.575	0.50	0.163	0.200	6.154	5.000	0.85	0.316	0.501	3.160	1.997
0.16	0.048	0.050	20.657	20.146	0.51	0.166	0.206	6.014	4.853	0.86	0.322	0.512	3.109	1.952
0.17	0.051	0.053	19.421	18.880	0.52	0.170	0.212	5.880	4.712	0.87	0.327	0.524	3.060	1.907
0.18	0.055	0.056	18.321	17.752	0.53	0.174	0.219	5.751	4.576	0.88	0.332	0.537	3.011	1.864
0.19	0.058	0.060	17.335	16.738	0.54	0.178	0.225	5.626	4.445	0.89	0.337	0.549	2.963	1.822
0.20	0.061	0.063	16.447	15.823	0.55	0.182	0.232	5.505	4.319	0.90	0.343	0.562	2.916	1.781
0.21	0.064	0.067	15.643	14.992	0.56	0.186	0.238	5.389	4.197	0.91	0.348	0.574	2.871	1.741
0.22	0.067	0.070	14.911	14.233	0.57	0.190	0.245	5.277	4.080	0.92	0.354	0.587	2.826	1.702
0.23	0.070	0.074	14.242	13.538	0.58	0.194	0.252	5.168	3.968	0.93	0.359	0.601	2.782	1.665
0.24	0.073	0.078	13.627	12.898	0.59	0.198	0.259	5.062	3.859	0.94	0.365	0.614	2.739	1.628
0.25	0.077	0.081	13.061	12.308	0.60	0.202	0.266	4.960	3.754	0.95	0.371	0.628	2.697	1.592
0.26	0.080	0.085	12.538	11.760	0.61	0.206	0.274	4.861	3.652	0.96	0.376	0.642	2.656	1.558
0.27	0.083	0.089	12.053	11.252	0.62	0.210	0.281	4.766	3.555	0.97	0.382	0.656	2.616	1.524
0.28	0.086	0.093	11.602	10.778	0.63	0.214	0.289	4.673	3.460	0.98	0.388	0.670	2.577	1.491
0.29	0.089	0.097	11.181	10.335	0.64	0.218	0.297	4.583	3.369	0.99	0.394	0.685	2.538	1.460
0.30	0.093	0.101	10.787	9.921	0.65	0.222	0.305	4.495	3.280	1.00	0.400	0.700	2.500	1.429
0.31	0.096	0.105	10.419	9.531	0.66	0.227	0.313	4.410	3.195	1.01	0.406	0.715	2.463	1.398
0.32	0.099	0.109	10.073	9.165	0.67	0.231	0.321	4.328	3.112	1.02	0.412	0.730	2.426	1.369
0.33	0.103	0.113	9.747	8.820	0.68	0.235	0.330	4.247	3.032	1.03	0.418	0.746	2.391	1.340
0.34	0.106	0.118	9.440	8.495	0.69	0.240	0.338	4.169	2.955	1.04	0.424	0.762	2.356	1.312
0.35	0.109	0.122	9.150	8.187	0.70	0.244	0.347	4.093	2.880	1.05	0.431	0.778	2.321	1.285
0.36	0.113	0.127	8.876	7.895	0.71	0.249	0.356	4.019	2.808	1.06	0.437	0.794	2.288	1.259
0.37	0.116	0.131	8.616	7.618	0.72	0.253	0.365	3.948	2.737	1.07	0.444	0.811	2.255	1.233
0.38	0.119	0.136	8.369	7.356	0.73	0.258	0.375	3.877	2.669	1.08	0.450	0.828	2.222	1.208
0.39	0.123	0.141	8.135	7.106	0.74	0.263	0.384	3.809	2.604	1.09	0.457	0.845	2.191	1.183
0.40	0.126	0.146	7.911	6.868	0.75	0.267	0.394	3.743	2.540	1.10	0.463	0.862	2.159	1.160
0.41	0.130	0.151	7.699	6.641	0.76	0.272	0.404	3.678	2.478	1.11	0.470	0.880	2.129	1.136
0.42	0.133	0.156	7.496	6.425	0.77	0.277	0.414	3.615	2.418	1.12	0.476	0.898	2.099	1.114
0.43	0.137	0.161	7.302	6.219	0.78	0.281	0.424	3.553	2.359	1.13	0.483	0.916	2.069	1.092
0.44	0.141	0.166	7.117	6.021	0.79	0.286	0.434	3.493	2.303	1.14	0.490	0.935	2.040	1.070

Tabla XXXI. Coeficiente de Deflexión y Rigidez de pared de cálculo de la fuerza horizontal

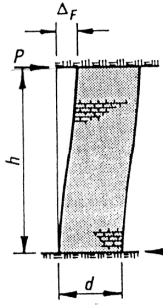
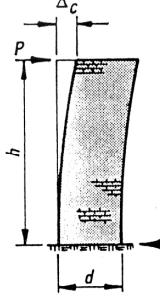
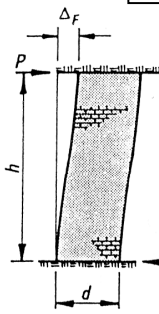
Deflexión de pared a pared al piso.					Deflexión de la unión de pared a piso.									
 $\Delta_F = \frac{P}{E_m t} \left[\left(\frac{h}{d} \right)^3 + 3 \left(\frac{h}{d} \right) \right]$ $\Delta_F = 0.1 \left(\frac{h}{d} \right)^3 + 0.3 \left(\frac{h}{d} \right)$ $R_F = \frac{1}{\Delta_F} \quad \text{Rigidez de pared a piso.}$					 $\Delta_C = \frac{P}{E_m t} \left[4 \left(\frac{h}{d} \right)^3 + 3 \left(\frac{h}{d} \right) \right]$ $\Delta_C = 0.4 \left(\frac{h}{d} \right)^3 + 0.3 \left(\frac{h}{d} \right)$ $R_C = \frac{1}{\Delta_C} \quad \text{Rigidez de la unión de pared a piso.}$									
$P = 100,000$ Libra $t = 1''$; $E_m = 1,000,000$ psi														
h/d	Δ_F	Δ_C	R_F	R_C	h/d	Δ_F	Δ_C	R_F	R_C	h/d	Δ_F	Δ_C	R_F	R_C
1.15	0.497	0.953	2.012	1.049	1.50	0.788	1.800	1.270	0.556	1.85	1.188	3.088	0.842	0.324
1.16	0.504	0.972	1.984	1.028	1.51	0.797	1.830	1.254	0.546	1.86	1.201	3.132	0.832	0.319
1.17	0.511	0.992	1.956	1.008	1.52	0.807	1.861	1.239	0.537	1.87	1.215	3.177	0.823	0.315
1.18	0.518	1.011	1.929	0.989	1.53	0.817	1.892	1.224	0.529	1.88	1.228	3.222	0.814	0.310
1.19	0.526	1.031	1.903	0.970	1.54	0.827	1.923	1.209	0.520	1.89	1.242	3.268	0.805	0.306
1.20	0.533	1.051	1.877	0.951	1.55	0.837	1.955	1.194	0.512	1.90	1.256	3.314	0.796	0.302
1.21	0.540	1.072	1.851	0.933	1.56	0.848	1.987	1.180	0.503	1.91	1.270	3.360	0.788	0.298
1.22	0.548	1.092	1.826	0.915	1.57	0.858	2.019	1.166	0.495	1.92	1.284	3.407	0.779	0.293
1.23	0.555	1.113	1.802	0.898	1.58	0.868	2.052	1.152	0.487	1.93	1.298	3.455	0.770	0.289
1.24	0.563	1.135	1.777	0.881	1.59	0.879	2.085	1.138	0.480	1.94	1.312	3.503	0.762	0.286
1.25	0.570	1.156	1.753	0.865	1.60	0.890	2.118	1.124	0.472	1.95	1.326	3.551	0.754	0.282
1.26	0.578	1.178	1.730	0.849	1.61	0.900	2.152	1.111	0.465	1.96	1.341	3.600	0.746	0.278
1.27	0.586	1.200	1.707	0.833	1.62	0.911	2.187	1.098	0.457	1.97	1.356	3.649	0.738	0.274
1.28	0.594	1.223	1.684	0.818	1.63	0.922	2.221	1.085	0.450	1.98	1.370	3.699	0.730	0.270
1.29	0.602	1.246	1.662	0.803	1.64	0.933	2.256	1.072	0.443	1.99	1.385	3.749	0.722	0.267
1.30	0.610	1.269	1.640	0.788	1.65	0.944	2.292	1.059	0.436	2.00	1.400	3.800	0.714	0.263
1.31	0.618	1.292	1.619	0.774	1.66	0.955	2.328	1.047	0.430	2.01	1.415	3.851	0.707	0.260
1.32	0.626	1.316	1.597	0.760	1.67	0.967	2.364	1.034	0.423	2.02	1.430	3.903	0.699	0.256
1.33	0.634	1.340	1.577	0.746	1.68	0.978	2.401	1.022	0.417	2.03	1.446	3.955	0.692	0.253
1.34	0.643	1.364	1.556	0.733	1.69	0.990	2.438	1.010	0.410	2.04	1.461	4.008	0.684	0.250
1.35	0.651	1.389	1.536	0.720	1.70	1.001	2.475	0.999	0.404	2.05	1.477	4.061	0.677	0.246
1.36	0.660	1.414	1.516	0.707	1.71	1.013	2.513	0.987	0.398	2.06	1.492	4.115	0.670	0.243
1.37	0.668	1.440	1.497	0.695	1.72	1.025	2.551	0.976	0.392	2.07	1.508	4.169	0.663	0.240
1.38	0.677	1.465	1.478	0.682	1.73	1.037	2.590	0.965	0.386	2.08	1.524	4.224	0.656	0.237
1.39	0.686	1.491	1.459	0.671	1.74	1.049	2.629	0.953	0.380	2.09	1.540	4.279	0.649	0.234
1.40	0.694	1.518	1.440	0.659	1.75	1.061	2.669	0.943	0.375	2.10	1.556	4.334	0.643	0.231
1.41	0.703	1.544	1.422	0.648	1.76	1.073	2.709	0.932	0.369	2.11	1.572	4.391	0.636	0.228
1.42	0.712	1.571	1.404	0.636	1.77	1.086	2.749	0.921	0.364	2.12	1.589	4.447	0.629	0.225
1.43	0.721	1.599	1.386	0.626	1.78	1.098	2.790	0.911	0.358	2.13	1.605	4.504	0.623	0.222
1.44	0.731	1.626	1.369	0.615	1.79	1.111	2.831	0.900	0.353	2.14	1.622	4.562	0.617	0.219
1.45	0.740	1.654	1.352	0.604	1.80	1.123	2.873	0.890	0.348	2.15	1.639	4.620	0.610	0.216
1.46	0.749	1.683	1.335	0.594	1.81	1.136	2.915	0.880	0.343	2.16	1.656	4.679	0.604	0.214
1.47	0.759	1.712	1.318	0.584	1.82	1.149	2.957	0.870	0.338	2.17	1.673	4.738	0.598	0.211
1.48	0.768	1.741	1.302	0.574	1.83	1.162	3.000	0.861	0.333	2.18	1.690	4.798	0.592	0.208
1.49	0.778	1.770	1.286	0.565	1.84	1.175	3.044	0.851	0.329	2.19	1.707	4.858	0.586	0.206

Tabla XXXII. Coeficiente de deflexión y rigidez de pared de cálculo de la fuerza horizontal

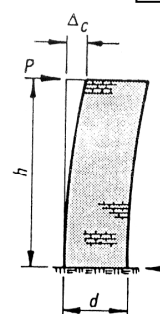


$\Delta_F =$ Deflexión de pared a pared al piso.

$$\Delta_F = \frac{P}{E_m t} \left[\left(\frac{h}{d} \right)^3 + 3 \left(\frac{h}{d} \right) \right]$$

$$\Delta_F = 0.1 \left(\frac{h}{d} \right)^3 + 0.3 \left(\frac{h}{d} \right)$$

$R_F = \frac{1}{\Delta_F}$ Rigidez de pared a piso.



$\Delta_C =$ Deflexión de la unión de pared a piso.

$$\Delta_C = \frac{P}{E_m t} \left[4 \left(\frac{h}{d} \right)^3 + 3 \left(\frac{h}{d} \right) \right]$$

$$\Delta_C = 0.4 \left(\frac{h}{d} \right)^3 + 0.3 \left(\frac{h}{d} \right)$$

$R_C = \frac{1}{\Delta_C}$ Rigidez de la unión de pared a piso.

$P = 100,000$ Libra $t = 1''$; $E_m = 1,000,000$ psi

h/d	Δ_F	Δ_C	R_F	R_C	h/d	Δ_F	Δ_C	R_F	R_C	h/d	Δ_F	Δ_C	R_F	R_C
2.20	1.725	4.919	0.580	0.203	2.55	2.423	7.398	0.413	0.135	2.90	3.309	10.626	0.302	0.094
2.21	1.742	4.981	0.574	0.201	2.56	2.446	7.479	0.409	0.134	2.91	3.337	10.730	0.300	0.093
2.22	1.760	5.042	0.568	0.198	2.57	2.468	7.561	0.405	0.132	2.92	3.366	10.835	0.297	0.092
2.23	1.778	5.105	0.562	0.196	2.58	2.491	7.643	0.401	0.131	2.93	3.394	10.941	0.295	0.091
2.24	1.796	5.168	0.557	0.194	2.59	2.514	7.727	0.398	0.129	2.94	3.423	11.047	0.292	0.091
2.25	1.814	5.231	0.551	0.191	2.60	2.538	7.810	0.394	0.128	2.95	3.452	11.154	0.290	0.090
2.26	1.832	5.295	0.546	0.189	2.61	2.561	7.895	0.390	0.127	2.96	3.481	11.262	0.287	0.089
2.27	1.851	5.360	0.540	0.187	2.62	2.584	7.980	0.387	0.125	2.97	3.511	11.370	0.285	0.088
2.28	1.869	5.425	0.535	0.184	2.63	2.608	8.066	0.383	0.124	2.98	3.540	11.479	0.282	0.087
2.29	1.888	5.491	0.530	0.182	2.64	2.632	8.152	0.380	0.123	2.99	3.570	11.589	0.280	0.086
2.30	1.907	5.557	0.524	0.180	2.65	2.656	8.239	0.377	0.121	3.00	3.600	11.700	0.278	0.085
2.31	1.926	5.624	0.519	0.178	2.66	2.680	8.326	0.373	0.120	3.01	3.630	11.811	0.275	0.085
2.32	1.945	5.691	0.514	0.176	2.67	2.704	8.415	0.370	0.119	3.02	3.660	11.923	0.273	0.084
2.33	1.964	5.759	0.509	0.174	2.68	2.729	8.504	0.366	0.118	3.03	3.691	12.036	0.271	0.083
2.34	1.983	5.827	0.504	0.172	2.69	2.754	8.593	0.363	0.116	3.04	3.721	12.150	0.269	0.082
2.35	2.003	5.896	0.499	0.170	2.70	2.778	8.683	0.360	0.115	3.05	3.752	12.264	0.267	0.082
2.36	2.022	5.966	0.494	0.168	2.71	2.803	8.774	0.357	0.114	3.06	3.783	12.379	0.264	0.081
2.37	2.042	6.036	0.490	0.166	2.72	2.828	8.865	0.354	0.113	3.07	3.814	12.495	0.262	0.080
2.38	2.062	6.107	0.485	0.164	2.73	2.854	8.958	0.350	0.112	3.08	3.846	12.611	0.260	0.079
2.39	2.082	6.178	0.480	0.162	2.74	2.879	9.050	0.347	0.110	3.09	3.877	12.728	0.258	0.079
2.40	2.102	6.250	0.476	0.160	2.75	2.905	9.144	0.344	0.109	3.10	3.909	12.846	0.256	0.078
2.41	2.123	6.322	0.471	0.158	2.76	2.930	9.238	0.341	0.108	3.11	3.941	12.965	0.254	0.077
2.42	2.143	6.395	0.467	0.156	2.77	2.956	9.333	0.338	0.107	3.12	3.973	13.085	0.252	0.076
2.43	2.164	6.469	0.462	0.155	2.78	2.982	9.428	0.335	0.106	3.13	4.005	13.205	0.250	0.076
2.44	2.185	6.543	0.458	0.153	2.79	3.009	9.524	0.332	0.105	3.14	4.038	13.326	0.248	0.075
2.45	2.206	6.617	0.453	0.151	2.80	3.035	9.621	0.329	0.104	3.15	4.071	13.447	0.246	0.074
2.46	2.227	6.693	0.449	0.149	2.81	3.062	9.718	0.327	0.103	3.16	4.103	13.570	0.244	0.074
2.47	2.248	6.769	0.445	0.148	2.82	3.089	9.816	0.324	0.102	3.17	4.137	13.693	0.242	0.073
2.48	2.269	6.845	0.441	0.146	2.83	3.116	9.915	0.321	0.101	3.18	4.170	13.817	0.240	0.072
2.49	2.291	6.922	0.437	0.144	2.84	3.143	10.015	0.318	0.100	3.19	4.203	13.942	0.238	0.072
2.50	2.312	7.000	0.432	0.143	2.85	3.170	10.115	0.315	0.099	3.20	4.237	14.067	0.236	0.071
2.51	2.334	7.078	0.428	0.141	2.86	3.197	10.215	0.313	0.098	3.21	4.271	14.193	0.234	0.070
2.52	2.356	7.157	0.424	0.140	2.87	3.225	10.317	0.310	0.097	3.22	4.305	14.320	0.232	0.070
2.53	2.378	7.237	0.420	0.138	2.88	3.253	10.419	0.307	0.096	3.23	4.339	14.448	0.230	0.069
2.54	2.401	7.317	0.417	0.137	2.89	3.281	10.522	0.305	0.095	3.24	4.373	14.577	0.229	0.069

Tabla XXXIII. Coeficiente de deflexión y rigidez de pared de cálculo de la fuerza horizontal

$\Delta_F =$ Deflexión de pared a pared al piso.

$$\Delta_F = \frac{P}{E_m t} \left[\left(\frac{h}{d} \right)^3 + 3 \left(\frac{h}{d} \right) \right]$$

$$\Delta_F = 0.1 \left(\frac{h}{d} \right)^3 + 0.3 \left(\frac{h}{d} \right)$$

$$R_F = \frac{1}{\Delta_F} \text{ Rigidez de pared a piso.}$$

$\Delta_C =$ Deflexión de la unión de pared a piso.

$$\Delta_C = \frac{P}{E_m t} \left[4 \left(\frac{h}{d} \right)^3 + 3 \left(\frac{h}{d} \right) \right]$$

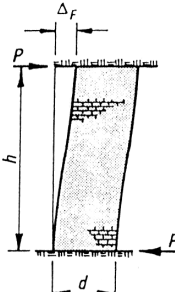
$$\Delta_C = 0.4 \left(\frac{h}{d} \right)^3 + 0.3 \left(\frac{h}{d} \right)$$

$$R_C = \frac{1}{\Delta_C} \text{ Rigidez de la unión de pared a piso.}$$

$P = 100,000$ pounds; $t = 1''$; $E_m = 1,000,000$ psi

h/d	Δ_F	Δ_C	R_F	R_C	h/d	Δ_F	Δ_C	R_F	R_C	h/d	Δ_F	Δ_C	R_F	R_C
3.25	4.408	14.706	0.227	0.068	3.60	5.746	19.742	0.174	0.051	3.95	7.348	25.837	0.136	0.039
3.26	4.443	14.836	0.225	0.067	3.61	5.788	19.901	0.173	0.050	3.96	7.398	26.028	0.135	0.038
3.27	4.478	14.967	0.223	0.067	3.62	5.830	20.061	0.172	0.050	3.97	7.448	26.219	0.134	0.038
3.28	4.513	15.099	0.222	0.066	3.63	5.872	20.222	0.170	0.049	3.98	7.498	26.412	0.133	0.038
3.29	4.548	15.232	0.220	0.066	3.64	5.915	20.383	0.169	0.049	3.99	7.549	26.605	0.132	0.038
3.30	4.584	15.365	0.218	0.065	3.65	5.958	20.546	0.168	0.049	4.00	7.600	26.800	0.132	0.037
3.31	4.619	15.499	0.216	0.065	3.66	6.001	20.709	0.167	0.048	4.01	7.651	26.995	0.131	0.037
3.32	4.655	15.634	0.215	0.064	3.67	6.044	20.873	0.165	0.048	4.02	7.702	27.192	0.130	0.037
3.33	4.692	15.769	0.213	0.063	3.68	6.088	21.038	0.164	0.048	4.03	7.754	27.389	0.129	0.037
3.34	4.728	15.906	0.212	0.063	3.69	6.131	21.204	0.163	0.047	4.04	7.806	27.588	0.128	0.036
3.35	4.765	16.043	0.210	0.062	3.70	6.175	21.371	0.162	0.047	4.05	7.858	27.787	0.127	0.036
3.36	4.801	16.181	0.208	0.062	3.71	6.219	21.539	0.161	0.046	4.06	7.910	27.987	0.126	0.036
3.37	4.838	16.320	0.207	0.061	3.72	6.264	21.708	0.160	0.046	4.07	7.963	28.189	0.126	0.035
3.38	4.875	16.460	0.205	0.061	3.73	6.309	21.877	0.159	0.046	4.08	8.016	28.391	0.125	0.035
3.39	4.913	16.600	0.204	0.060	3.74	6.353	22.047	0.157	0.045	4.09	8.069	28.594	0.124	0.035
3.40	4.950	16.742	0.202	0.060	3.75	6.398	22.219	0.156	0.045	4.10	8.122	28.798	0.123	0.035
3.41	4.988	16.884	0.200	0.059	3.76	6.444	22.391	0.155	0.045	4.11	8.176	29.004	0.122	0.034
3.42	5.026	17.027	0.199	0.059	3.77	6.489	22.564	0.154	0.044	4.12	8.229	29.210	0.122	0.034
3.43	5.064	17.170	0.197	0.058	3.78	6.535	22.738	0.153	0.044	4.13	8.283	29.417	0.121	0.034
3.44	5.103	17.315	0.196	0.058	3.79	6.581	22.913	0.152	0.044	4.14	8.338	29.625	0.120	0.034
3.45	5.141	17.460	0.195	0.057	3.80	6.627	23.089	0.151	0.043	4.15	8.392	29.834	0.119	0.034
3.46	5.180	17.607	0.193	0.057	3.81	6.674	23.266	0.150	0.043	4.16	8.447	30.045	0.118	0.033
3.47	5.219	17.754	0.192	0.056	3.82	6.720	23.443	0.149	0.043	4.17	8.502	30.256	0.118	0.033
3.48	5.258	17.902	0.190	0.056	3.83	6.767	23.622	0.148	0.042	4.18	8.557	30.468	0.117	0.033
3.49	5.298	18.050	0.189	0.055	3.84	6.814	23.801	0.147	0.042	4.19	8.613	30.681	0.116	0.033
3.50	5.337	18.200	0.187	0.055	3.85	6.862	23.982	0.146	0.042	4.20	8.669	30.895	0.115	0.032
3.51	5.377	18.350	0.186	0.054	3.86	6.909	24.163	0.145	0.041	4.21	8.725	31.110	0.115	0.032
3.52	5.417	18.502	0.185	0.054	3.87	6.957	24.345	0.144	0.041	4.22	8.781	31.327	0.114	0.032
3.53	5.458	18.654	0.183	0.054	3.88	7.005	24.528	0.143	0.041	4.23	8.838	31.544	0.113	0.032
3.54	5.498	18.807	0.182	0.053	3.89	7.053	24.713	0.142	0.040	4.24	8.895	31.762	0.112	0.031
3.55	5.539	18.961	0.181	0.053	3.90	7.102	24.898	0.141	0.040	4.25	8.952	31.981	0.112	0.031
3.56	5.580	19.115	0.179	0.052	3.91	7.151	25.084	0.140	0.040	4.26	9.009	32.202	0.111	0.031
3.57	5.621	19.271	0.178	0.052	3.92	7.200	25.271	0.139	0.040	4.27	9.066	32.423	0.110	0.031
3.58	5.662	19.427	0.177	0.051	3.93	7.249	25.458	0.138	0.039	4.28	9.124	32.645	0.110	0.031
3.59	5.704	19.584	0.175	0.051	3.94	7.298	25.647	0.137	0.039	4.29	9.182	32.868	0.109	0.030

Tabla XXXIV. Coeficiente de deflexión y rigidez de pared de cálculo

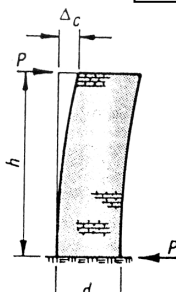


$\Delta_F =$ Deflexión de pared a pared al piso.

$$\Delta_F = \frac{P}{E_m t} \left[\left(\frac{h}{d}\right)^3 + 3\left(\frac{h}{d}\right) \right]$$

$$\Delta_F = 0.1 \left(\frac{h}{d}\right)^3 + 0.3 \left(\frac{h}{d}\right)$$

$R_F = \frac{1}{\Delta_F}$ Rigidez de pared a piso.



$\Delta_C =$ Deflexión de la unión de pared a piso.

$$\Delta_C = \frac{P}{E_m t} \left[4\left(\frac{h}{d}\right)^3 + 3\left(\frac{h}{d}\right) \right]$$

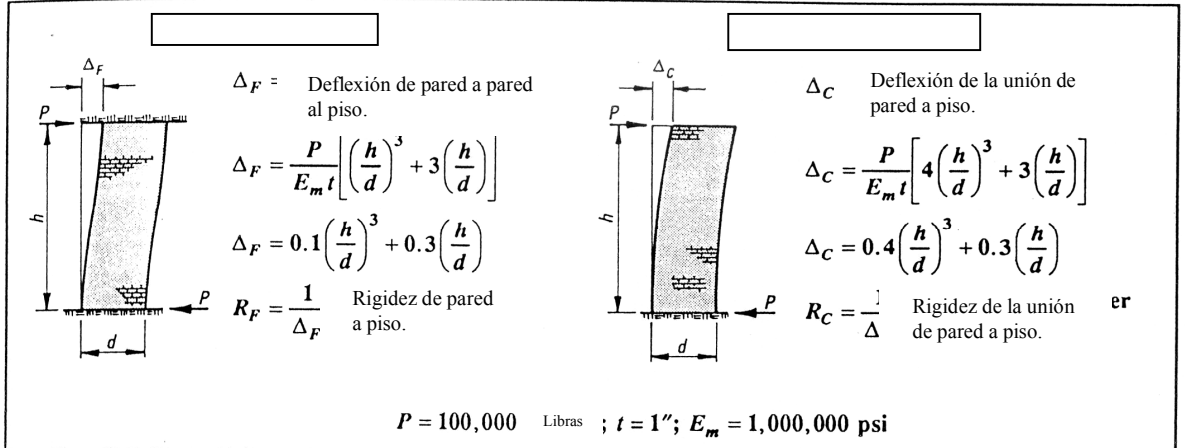
$$\Delta_C = 0.4 \left(\frac{h}{d}\right)^3 + 0.3 \left(\frac{h}{d}\right)$$

$R_C = \frac{1}{\Delta_C}$ Rigidez de la unión de pared a piso.

$P = 100,000$ pounds; $t = 1''$; $E_m = 1,000,000$ psi

h/d	Δ_F	Δ_C	R_F	R_C	h/d	Δ_F	Δ_C	R_F	R_C	h/d	Δ_F	Δ_C	R_F	R_C
4.30	9.241	33.093	0.108	0.030	4.65	11.449	41.613	0.087	0.024	5.00	14.000	51.500	0.071	0.019
4.31	9.299	33.318	0.108	0.030	4.66	11.517	41.876	0.087	0.024	5.01	14.078	51.804	0.071	0.019
4.32	9.358	33.545	0.107	0.030	4.67	11.586	42.140	0.086	0.024	5.02	14.157	52.108	0.071	0.019
4.33	9.417	33.772	0.106	0.030	4.68	11.654	42.405	0.086	0.024	5.03	14.235	52.414	0.070	0.019
4.34	9.477	34.001	0.106	0.029	4.69	11.723	42.672	0.085	0.023	5.04	14.314	52.722	0.070	0.019
4.35	9.536	34.230	0.105	0.029	4.70	11.792	42.939	0.085	0.023	5.05	14.394	53.030	0.069	0.019
4.36	9.596	34.461	0.104	0.029	4.71	11.862	43.208	0.084	0.023	5.06	14.473	53.340	0.069	0.019
4.37	9.656	34.692	0.104	0.029	4.72	11.931	43.478	0.084	0.023	5.07	14.553	53.651	0.069	0.019
4.38	9.717	34.925	0.103	0.029	4.73	12.001	43.749	0.083	0.023	5.08	14.634	53.963	0.068	0.019
4.39	9.777	35.159	0.102	0.028	4.74	12.072	44.021	0.083	0.023	5.09	14.714	54.276	0.068	0.018
4.40	9.838	35.394	0.102	0.028	4.75	12.142	44.294	0.082	0.023	5.10	14.795	54.590	0.068	0.018
4.41	9.900	35.629	0.101	0.028	4.76	12.213	44.568	0.082	0.022	5.11	14.876	54.906	0.067	0.018
4.42	9.961	35.866	0.100	0.028	4.77	12.284	44.844	0.081	0.022	5.12	14.958	55.223	0.067	0.018
4.43	10.023	36.104	0.100	0.028	4.78	12.356	45.120	0.081	0.022	5.13	15.040	55.541	0.066	0.018
4.44	10.085	36.343	0.099	0.028	4.79	12.427	45.398	0.080	0.022	5.14	15.122	55.861	0.066	0.018
4.45	10.147	36.583	0.099	0.027	4.80	12.499	45.677	0.080	0.022	5.15	15.204	56.181	0.066	0.018
4.46	10.210	36.825	0.098	0.027	4.81	12.571	45.957	0.080	0.022	5.16	15.287	56.503	0.065	0.018
4.47	10.272	37.067	0.097	0.027	4.82	12.644	46.238	0.079	0.022	5.17	15.370	56.826	0.065	0.018
4.48	10.336	37.310	0.097	0.027	4.83	12.717	46.520	0.079	0.021	5.18	15.453	57.151	0.065	0.017
4.49	10.399	37.555	0.096	0.027	4.84	12.790	46.804	0.078	0.021	5.19	15.537	57.476	0.064	0.017
4.50	10.462	37.800	0.096	0.026	4.85	12.863	47.089	0.078	0.021	5.20	15.621	57.803	0.064	0.017
4.51	10.526	38.047	0.095	0.026	4.86	12.937	47.375	0.077	0.021	5.21	15.705	58.131	0.064	0.017
4.52	10.591	38.294	0.094	0.026	4.87	13.011	47.662	0.077	0.021	5.22	15.790	58.461	0.063	0.017
4.53	10.655	38.543	0.094	0.026	4.88	13.085	47.950	0.076	0.021	5.23	15.875	58.791	0.063	0.017
4.54	10.720	38.793	0.093	0.026	4.89	13.160	48.239	0.076	0.021	5.24	15.960	59.123	0.063	0.017
4.55	10.785	39.044	0.093	0.026	4.90	13.235	48.530	0.076	0.021	5.25	16.045	59.456	0.062	0.017
4.56	10.850	39.296	0.092	0.025	4.91	13.310	48.821	0.075	0.020	5.26	16.131	59.791	0.062	0.017
4.57	10.915	39.549	0.092	0.025	4.92	13.386	49.114	0.075	0.020	5.27	16.217	60.126	0.062	0.017
4.58	10.981	39.803	0.091	0.025	4.93	13.461	49.408	0.074	0.020	5.28	16.304	60.463	0.061	0.017
4.59	11.047	40.058	0.091	0.025	4.94	13.537	49.704	0.074	0.020	5.29	16.391	60.801	0.061	0.016
4.60	11.114	40.314	0.090	0.025	4.95	13.614	50.000	0.073	0.020	5.30	16.478	61.141	0.061	0.016
4.61	11.180	40.572	0.089	0.025	4.96	13.690	50.298	0.073	0.020	5.31	16.565	61.482	0.060	0.016
4.62	11.247	40.830	0.089	0.024	4.97	13.767	50.596	0.073	0.020	5.32	16.653	61.824	0.060	0.016
4.63	11.314	41.090	0.088	0.024	4.98	13.845	50.896	0.072	0.020	5.33	16.741	62.167	0.060	0.016
4.64	11.382	41.351	0.088	0.024	4.99	13.922	51.198	0.072	0.020	5.34	16.829	62.511	0.059	0.016

Tabla XXXV. Coeficiente de deflexión y rigidez de pared de cálculo de la fuerza horizontal



h/d	Δ_F	Δ_C	R_F	R_C	h/d	Δ_F	Libras	R_F	R_C	h/d	Δ_F	Δ_C	R_F	R_C
6.40	28.134	106.778	0.036	0.009	6.75	32.780	125.044	0.031	0.008	7.10	37.921	145.294	0.026	0.007
6.41	28.260	107.273	0.035	0.009	6.76	32.920	125.594	0.030	0.008	7.11	38.076	145.903	0.026	0.007
6.42	28.387	107.770	0.035	0.009	6.77	33.060	126.146	0.030	0.008	7.12	38.230	146.514	0.026	0.007
6.43	28.514	108.268	0.035	0.009	6.78	33.201	126.700	0.030	0.008	7.13	38.386	147.126	0.026	0.007
6.44	28.641	108.768	0.035	0.009	6.79	33.342	127.256	0.030	0.008	7.14	38.541	147.740	0.026	0.007
6.45	28.769	109.269	0.035	0.009	6.80	33.483	127.813	0.030	0.008	7.15	38.698	148.355	0.026	0.007
6.46	28.897	109.772	0.035	0.009	6.81	33.625	128.371	0.030	0.008	7.16	38.854	148.973	0.026	0.007
6.47	29.025	110.277	0.034	0.009	6.82	33.767	128.932	0.030	0.008	7.17	39.011	149.592	0.026	0.007
6.48	29.154	110.783	0.034	0.009	6.83	33.910	129.494	0.029	0.008	7.18	39.169	150.212	0.026	0.007
6.49	29.283	111.291	0.034	0.009	6.84	34.053	130.057	0.029	0.008	7.19	39.326	150.835	0.025	0.007
6.50	29.412	111.800	0.034	0.009	6.85	34.197	130.623	0.029	0.008	7.20	39.485	151.459	0.025	0.007
6.51	29.542	112.311	0.034	0.009	6.86	34.341	131.190	0.029	0.008	7.21	39.644	152.085	0.025	0.007
6.52	29.673	112.823	0.034	0.009	6.87	34.485	131.758	0.029	0.008	7.22	39.803	152.713	0.025	0.007
6.53	29.804	113.337	0.034	0.009	6.88	34.630	132.328	0.029	0.008	7.23	39.962	153.342	0.025	0.007
6.54	29.935	113.853	0.033	0.009	6.89	34.775	132.900	0.029	0.008	7.24	40.122	153.973	0.025	0.006
6.55	30.066	114.370	0.033	0.009	6.90	34.921	133.474	0.029	0.007	7.25	40.283	154.606	0.025	0.006
6.56	30.198	114.888	0.033	0.009	6.91	35.067	134.049	0.029	0.007	7.26	40.444	155.241	0.025	0.006
6.57	30.330	115.408	0.033	0.009	6.92	35.213	134.626	0.028	0.007	7.27	40.605	155.877	0.025	0.006
6.58	30.463	115.930	0.033	0.009	6.93	35.360	135.204	0.028	0.007	7.28	40.767	156.515	0.025	0.006
6.59	30.596	116.453	0.033	0.009	6.94	35.508	135.784	0.028	0.007	7.29	40.929	157.155	0.024	0.006
6.60	30.730	116.978	0.033	0.009	6.95	35.655	136.366	0.028	0.007	7.30	41.092	157.797	0.024	0.006
6.61	30.863	117.505	0.032	0.009	6.96	35.803	136.949	0.028	0.007	7.31	41.255	158.440	0.024	0.006
6.62	30.998	118.033	0.032	0.008	6.97	35.952	137.535	0.028	0.007	7.32	41.418	159.085	0.024	0.006
6.63	31.132	118.563	0.032	0.008	6.98	36.101	138.121	0.028	0.007	7.33	41.582	159.732	0.024	0.006
6.64	31.267	119.094	0.032	0.008	6.99	36.250	138.710	0.028	0.007	7.34	41.747	160.381	0.024	0.006
6.65	31.403	119.627	0.032	0.008	7.00	36.400	139.300	0.027	0.007	7.35	41.912	161.031	0.024	0.006
6.66	31.539	120.161	0.032	0.008	7.01	36.550	139.892	0.027	0.007	7.36	42.077	161.683	0.024	0.006
6.67	31.675	120.697	0.032	0.008	7.02	36.701	140.485	0.027	0.007	7.37	42.243	162.337	0.024	0.006
6.68	31.812	121.235	0.031	0.008	7.03	36.852	141.081	0.027	0.007	7.38	42.409	162.993	0.024	0.006
6.69	31.949	121.774	0.031	0.008	7.04	37.003	141.677	0.027	0.007	7.39	42.575	163.650	0.023	0.006
6.70	32.086	122.315	0.031	0.008	7.05	37.155	142.276	0.027	0.007	7.40	42.742	164.310	0.023	0.006
6.71	32.224	122.858	0.031	0.008	7.06	37.308	142.876	0.027	0.007	7.41	42.910	164.971	0.023	0.006
6.72	32.362	123.402	0.031	0.008	7.07	37.460	143.478	0.027	0.007	7.42	43.078	165.633	0.023	0.006
6.73	32.501	123.947	0.031	0.008	7.08	37.613	144.082	0.027	0.007	7.43	43.246	166.298	0.023	0.006
6.74	32.640	124.495	0.031	0.008	7.09	37.767	144.687	0.026	0.007	7.44	43.415	166.964	0.023	0.006