



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

**PROPUESTA METODOLÓGICA PARA UN DISEÑO
SISMO RESISTENTE EN EDIFICACIONES DE CONCRETO ARMADO**

Junior Rodolfo Paredes Donis

Asesorado por el Ing. Jorge Alberto Martínez Cruz

Guatemala, septiembre de 2013

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**PROPUESTA METODOLÓGICA PARA UN DISEÑO
SISMO RESISTENTE EN EDIFICACIONES DE CONCRETO ARMADO**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

JUNIOR RODOLFO PAREDES DONIS

ASESORADO POR EL ING. JORGE ALBERTO MARTÍNEZ CRUZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, SEPTIEMBRE DE 2013

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

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

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Guillermo Francisco Melini Salguero
EXAMINADOR	Ing. Fernando Amilcar Boiton Velásquez
EXAMINADOR	Ing. Armando Fuentes Roca
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

PROPUESTA METODOLÓGICA PARA UN DISEÑO SISMO RESISTENTE EN EDIFICACIONES DE CONCRETO ARMADO

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha enero de 2013.



Junior Rodolfo Paredes Donis

Guatemala, 26 de julio de 2013

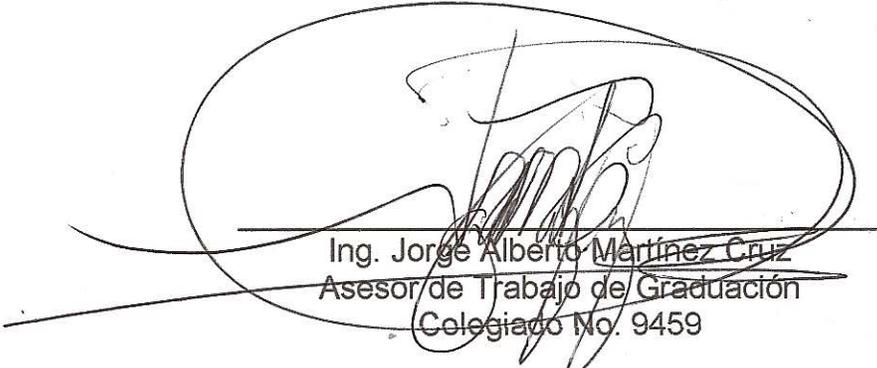
Licenciado
Manuel María Guillen Salazar
Jefe del Departamento de Planeamiento
Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente.

Estimado Licenciado:

Cumpliendo con lo resuelto por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, se procedió a la asesoría y revisión del trabajo de graduación, titulado: **PROPUESTA METODOLÓGICA PARA UN DISEÑO SISMO RESISTENTE EN EDIFICACIONES DE CONCRETO ARMADO**, presentado por el estudiante Junior Rodolfo Paredes Donis.

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

Sin otro particular, atentamente:



Ing. Jorge Alberto Martínez Cruz
Asesor de Trabajo de Graduación
Colegiado No. 9459

Jorge Alberto Martínez Cruz
Ingeniero Civil
Colegiado 9459



USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

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



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

Guatemala,

26 de julio de 2013

Ingeniero

Hugo Leonel Montenegro Franco

Director Escuela Ingeniería Civil

Facultad de Ingeniería

Universidad de San Carlos

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación PROPUESTA METODOLÓGICA PARA UN DISEÑO SISMO RESISTENTE EN EDIFICACIONES DE CONCRETO ARMADO, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Junior Rodolfo Paredes Donis, quien contó con la asesoría del Ing. Jorge Alberto Martínez Cruz.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

Lic. Manuel María Guillén Salazar
Jefe del Departamento de Planeamiento



Mas de ~~134~~ 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

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

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



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Jorge Alberto Martínez Cruz y del Jefe del Departamento de Planeamiento, Lic. Manuel María Guillén Salazar, al trabajo de graduación del estudiante Junior Rodolfo Paredes Donis, titulado **PROPUESTA METODOLÓGICA PARA UN DISEÑO SISMO RESISTENTE EN EDIFICACIONES DE CONCRETO ARMADO**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco **DIRECTOR**



Guatemala, septiembre de 2013.

/bbdeb.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua



Universidad de San Carlos
de Guatemala

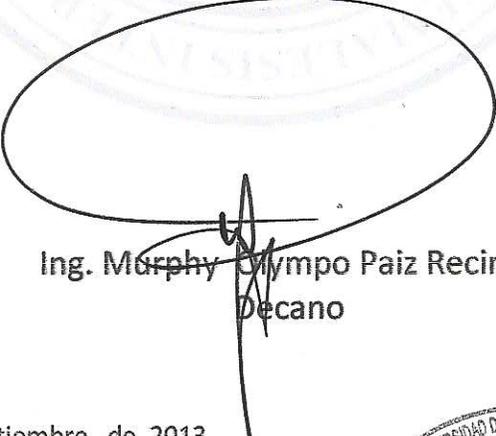


Facultad de Ingeniería
Decanato

DTG: 636 .2013

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **PROPUESTA METODOLÓGICA PARA UN DISEÑO SISMO RESISTENTE EN EDIFICACIONES DE CONCRETO ARMADO**, presentado por el estudiante universitario **Junior Rodolfo Paredes Donis**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:



Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Decano

Guatemala, 17 de septiembre de 2013

/gdech



ACTO QUE DEDICO A:

Dios Padre, Hijo y Espiritu Santo	Gracias por darme la oportunidad de culminar mi carrera y llenar de bendiciones mi vida.
Mi mamá	Alma Estela Donis Palma, por ese amor incondicional de madre y por enseñarme a luchar por mis sueños.
Mi papá	Edgar Rodolfo Paredes Rivera, por siempre brindar sus consejos y su cariño. Este triunfo es de ustedes.
Mi hermano	Christian René Paredes Donis, por ser no solo mi hermano sino mi amigo, te deseo lo mejor en tu vida.
Profesor	Mario René Segura Pastrana, por ser como un padre para mí y contar con su presencia cuando más lo necesité.
Mis abuelos	Santos de Donis y Juan Veda Donis Castillo, por su amor y ser como una madre y un padre para mí. Este triunfo es de ustedes.
Mi familia	Con mucho cariño para mis tíos, tías y primos.

Mis amigos

Por enseñarme el valor de la amistad con mucho
cariño

AGRADECIMIENTOS A:

Dios Padre, Hijo y Espíritu Santo	Por darme la bendición de culminar mis estudios y por estar conmigo y mi familia en cada momento de nuestra vida.
Mis padres	Por su amor y apoyo incondicional a lo largo de estos años y porque son ejemplo de fortaleza, paciencia y sobre todo de cariño incondicional. Dios los bendiga siempre.
Lic. Manuel Guillen	Por apoyo dado en estos meses en la colaboración, asesoría y revisión del presente trabajo. Dios lo bendiga a usted y su familia.
Ing. Jorge Martínez Cruz	Por el apoyo dado en estos meses durante la realización de mi trabajo de graduación, por su experiencia, revisión, asesoría y sabios consejos. Dios lo bendiga a usted y su familia.
Facultad de Ingeniería	Por darme la oportunidad de haber recibido una formación académica profesional.
La Universidad de San Carlos de Guatemala	Por darme la oportunidad de formar parte de tan prestigiosa casa de estudios.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	XI
LISTA DE SÍMBOLOS	XV
GLOSARIO	XVII
RESUMEN	XXI
OBJETIVOS	XXIII
INTRODUCCIÓN	XXV
1. INVESTIGACIÓN	1
1.1. ¿Qué es método?	1
1.1.1. Método de investigación	1
1.1.2. El Método Científico	2
1.1.3. Método Hipotético-Deductivo	5
1.1.3.1. Fases del Método Hipotético- Deductivo	6
1.1.4. Metodología	6
1.1.4.1. Términos filosóficos	7
1.1.4.2. La heurística como metodología científica	8
1.1.5. Método de Ensayo	8
1.1.5.1. Importancia de los métodos de ensayo	9
1.1.5.2. Contenido de un Método de Ensayo	10
1.1.5.3. Prueba de validación del método	11
1.1.6. Método Empírico-Analítico	12
1.1.6.1. Características	12

	1.1.6.2.	Clasificaciones.....	13
1.2.		Materiales usuales y tipos de construcción.	14
	1.2.1.	Estructuras de adobe	14
	1.2.1.1.	Definición del adobe	15
	1.2.1.2.	Materiales que componen el adobe	15
	1.2.1.3.	Análisis geofísico y mecánico de las unidades de adobe	16
	1.2.1.4.	Ensayo de prismas	17
	1.2.1.5.	Generalización de suelos recomendables para realizar adobe.....	19
	1.2.1.6.	Principales aspectos para la elaboración del adobe.....	21
	1.2.1.7.	Estabilización de tierras para hacer adobes.....	24
	1.2.1.8.	Recomendaciones generales en la construcción	25
	1.2.1.9.	Requerimiento general de diseño en la estructura de adobe	27
	1.2.1.10.	Recomendaciones generales mínimas para el diseño y construcción	29
	1.2.2.	Estructuras de madera	29
	1.2.2.1.	Aspectos generales de la madera.....	30
	1.2.2.2.	Características de la madera	30
	1.2.2.3.	Defectos de la estructura	33
	1.2.2.4.	Defectos de manipulación.....	34
	1.2.2.5.	Acabado y tratamiento de la madera ...	35
	1.2.2.6.	Eliminación de la savia	36
	1.2.2.7.	El secado.....	36

1.2.2.8.	Métodos de protección	37
1.2.2.9.	Propiedades físicas y mecánicas de la madera	38
1.2.2.10.	Cimbra o formaleta.....	45
1.2.2.11.	La madera como elemento estructural	46
1.2.3.	Bloques de arena pómez	49
1.2.3.1.	Definición de la arena pómez	50
1.2.3.2.	Tipos y características de los bloques	50
1.2.3.3.	Propiedades de los bloques	51
1.2.3.4.	Dimensionamiento de los bloques.....	54
1.2.3.5.	Porcentaje de absorción en bloques	55
1.2.3.6.	Resistencia al fuego	56
1.2.3.7.	Procesos de fabricación	56
1.2.3.8.	Ventajas y desventajas del uso de bloques de arena pómez.....	60
1.2.3.9.	Ensayos	63
1.2.4.	Ladrillo de barro cocido.....	64
1.2.4.1.	Generalidades de los ladrillos de barro cocido	65
1.2.4.2.	Especificaciones físicas y mecánicas de los ladrillos	66
1.2.5.	Concreto armado o reforzado	70
1.2.5.1.	Definición del concreto armado	71
1.2.5.2.	Materiales para el concreto	71
1.2.5.3.	Última resistencia y dosificación de mezclas de concreto	74
1.2.5.4.	Almacenamiento de materiales	75

1.2.5.5.	Preparación del equipo y lugar de colocación.....	76
1.2.5.6.	Mezclado del concreto	77
1.2.5.7.	Transporte	77
1.2.5.8.	Colocación del concreto.....	77
1.2.5.9.	Curado.....	78
1.2.5.10.	Requisitos para el clima frío.....	78
1.2.5.11.	Requisitos para clima cálido	79
1.2.5.12.	Diseño de cimbras y encofrados	79
1.2.5.13.	Juntas de construcción	80
1.2.6.	Estructura de acero	81
1.2.6.1.	Generalidades	82
1.2.6.2.	Cargas y combinaciones de carga	83
1.2.6.3.	Materiales	84
1.2.6.4.	Juntas con pernos	85
1.2.6.5.	Conexiones soldadas	85
1.2.6.6.	Columnas	85
1.2.6.7.	Marcos Especiales Basados en Momentos (MERM).....	86
1.2.6.8.	Soporte lateral de las vigas.....	88
1.2.6.9.	Marcos Intermedios Resistentes Basados en Momentos (MIRM)	89
1.2.6.10.	Marcos Ordinarios Resistentes Basados en Momentos (MORM).....	90
1.2.6.11.	Marcos-armaduras Especiales Resistentes Basados en Momentos (MAEM)	94
1.2.6.12.	Marcos Especiales Arriostrados Concéntricamente (MEAC)	96

	1.2.6.13.	Marcos Ordinarios Arriostrados Concéntricamente (MOAC)	98
	1.2.6.14.	Marcos Arriostrados Excéntricamente (MAE)	99
1.3.		Características en estructuras de concreto armado	102
	1.3.1.	Conceptos generales	103
	1.3.2.	Daños estructurales	103
	1.3.2.1.	Nivel de operación permanente.....	106
	1.3.2.2.	Nivel de operación inmediata	107
	1.3.2.3.	Nivel de protección de la vida.....	107
	1.3.2.4.	Nivel de prevención del colapso	108
	1.3.3.	Problemas de configuración arquitectónica y estructural	109
	1.3.4.	Configuración estructural	109
	1.3.4.1.	Configuración de planta	110
	1.3.4.2.	Concentración de esfuerzos debido a cargas complejas	112
	1.3.4.3.	Problemas de configuración en altura	115
	1.3.5.	Configuración estructural	116
	1.3.5.1.	Concentraciones de masa.....	116
	1.3.5.2.	Columnas débiles.....	116
	1.3.5.3.	Pisos blandos.....	118
	1.3.5.4.	Excesiva flexibilidad estructural.....	120
	1.3.5.5.	Excesiva flexibilidad del diagrama.....	120
	1.3.5.6.	Torsión.....	122

2.	ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UNA ESTRUCTURA SISMORESISTENTE.....	127
2.1.	Introducción al comportamiento de las estructuras.....	127
2.1.1.	Generalidades	127
2.1.2.	Concepto estructural	128
2.1.2.1.	Elementos principales.....	128
2.1.2.2.	Elementos secundarios.....	129
2.1.2.3.	Otros elementos	129
2.1.3.	Comportamiento especial	129
2.2.	Modelos de comportamiento estructural.....	130
2.2.1.	Modelos de piezas.....	130
2.2.2.	Modelos de uniones	131
2.3.	Imperfecciones a considerar en el análisis	132
2.3.1.	Imperfecciones en el análisis global de la estructura	133
2.3.2.	Imperfecciones de los elementos para el análisis global.....	135
2.3.3.	Sistema de fuerzas equivalentes a las imperfecciones	137
2.3.3.1.	Marco de edificación de una altura	138
2.3.3.2.	Pórtico de edificación de varias plantas	139
2.3.3.3.	Fuerzas equivalentes a las curvas iniciales en marcos de una planta	139
2.3.3.4.	Fuerzas equivalentes a las curvaturas iniciales en marcos de varias plantas	140
2.3.4.	Imperfecciones en el análisis de sistemas de arriostramiento	141

2.3.5.	Sistema de fuerzas equivalentes sobre los arriostramientos	142
2.4.	Estabilidad lateral de las estructuras	145
2.4.1.	Efectos de la geometría deformada de la estructura.....	146
2.4.2.	Clasificación de estructuras intraslacionales y traslacionales.....	147
2.4.2.1.	Simplificación para marcos estructurales.....	148
2.4.3.	Clasificación de estructuras arriostradas y no arriostradas.....	150
2.5.	Métodos de análisis en la estabilidad global	153
2.5.1.	Principios básicos	154
2.5.2.	Análisis global elástico	155
2.5.3.	Análisis global plástico	158
2.5.4.	Consideraciones sobre la elección del tipo de análisis.....	160
2.6.	Estudio de suelos	161
2.6.1.	Interacción suelo versus estructura.....	162
2.6.1.1.	Modelación física del sistema estructura-suelo	163
2.6.1.2.	Cimentaciones	167
3.	ALCANCES DE UNA APROPIADA METODOLOGÍA DE DISEÑO SISMORRESISTENTE.....	169
3.1.	Aspectos ambientales.....	169
3.1.1.	Aspectos volcánicos	169
3.1.2.	Presiones hidrostáticas	170
3.1.3.	Empuje en muros de contención de sótanos.....	171

3.1.4.	Presión ascendente, subpresión en losas de piso de sótanos.....	171
3.1.5.	Suelos expansivos.....	172
3.1.6.	Zonas inundables	172
3.1.6.1.	Crecidas e inundaciones.....	172
3.1.7.	Cargas de lluvia.....	174
3.1.7.1.	Carga de lluvia sobre techo no deformado	174
3.1.7.2.	Inestabilidad por estancamiento	175
3.1.7.3.	Drenaje controlado	175
3.2.	Vulnerabilidad sísmica	175
3.2.1.	Vulnerabilidad.....	176
3.2.2.	Vulnerabilidad sísmica estructural	176
3.3.	Aspectos jurídicos	177
3.3.1.	Código de Ética del Colegio de Ingenieros de Guatemala.....	178
3.3.2.	Código Civil de la República de Guatemala.....	190
3.3.3.	Reglamento de Construcción de la ciudad de Guatemala.....	195
3.4.	Responsabilidad estructural	201
3.4.1.	Generalidades en estructuras de concreto reforzado	201
3.4.2.	Elementos	201
3.4.3.	Muros	202
3.4.4.	Gradas	202
3.4.5.	Cimientos	203
3.4.6.	Sistemas estructurales	203
3.4.7.	Descripción de fallas	204

3.4.7.1.	Descripción de fallas en estructuras de concreto armado	204
3.4.7.2.	Descripción de fallas en estructuras de acero	209
4.	PROPUESTA DE MEJORAS Y PRODUCTO ESPERADO	217
4.1.	Uso adecuado de materiales para una estructura de concreto reforzado	217
4.1.1.	Recomendaciones para tratar la vulnerabilidad sísmica.....	217
4.1.1.1.	Diseño por desempeño	218
4.1.1.2.	Espectro de capacidad.....	219
4.1.1.3.	Demanda sísmica	220
4.1.2.	Recomendaciones para esfuerzo de marcos en estructuras de concreto reforzado.....	223
4.1.2.1.	Alternativas de marcos de concreto reforzado con muros de relleno de mampostería en regiones de alto riesgo sísmico	223
4.1.2.2.	Estructuras de mampostería confinada	224
4.1.2.3.	Edificios de marcos de concreto reforzado con muros de corte.....	227
4.1.3.	Aplicación de diseño sismoresistente según estudio de demanda sísmica en la República de Guatemala	232
4.1.3.1.	Metodología propuesta y estudio realizado	235

	4.1.3.2.	Escenarios de peligrosidad definidos	237
	4.1.3.3.	Leyes de atenuación.....	240
4.2.		Producto esperado.....	240
	4.2.1.	Adecuada vulnerabilidad sísmica	241
	4.2.2.	Marcos estructurales sismoresistentes	243
	4.2.2.1.	Ventajas de estructuras de mampostería reforzada.....	243
	4.2.2.2.	Ventajas de marcos de concreto reforzado con muros de corte	245
	4.2.3.	Estructuras de concreto armado sismoresistente según parámetros de normas y códigos de diseño para la República de Guatemala	247
	4.2.3.1.	Comparación de espectros probabilistas y deterministas.....	252
	4.2.3.2.	Comparación con los espectros propuestos en normativas.....	254
CONCLUSIONES			257
RECOMENDACIONES			259
BIBLIOGRAFÍA			261

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Etapas del Método Científico	3
2.	Estructura de adobe	15
3.	Mezclado del adobe	23
4.	Presentación general de la madera.....	30
5.	Cajón de madera con dimensiones correspondientes	49
6.	Bloques de arena pómez	50
7.	Carga aplicada a bloques de arena pómez	53
8.	Presentación de ladrillo de barro cocido.....	65
9.	Presentación del concreto armado a los 28 días.....	71
10.	Resistencia del concreto armado en el transcurso de 28 días.....	75
11.	Estructura de acero	82
12.	Estructura con base de marcos estructurales de concreto armado.	102
13.	Proceso de evaluación de una estructura para su rehabilitación	106
14.	Formas sencillas y complejas en planta y elevación.	111
15.	Ejemplos de escalonamientos.....	115
16.	Ejemplos de edificios con irregularidad tipo piso blando	118
17.	Comportamiento flexible del diagrama	121
18.	Torsión.....	123
19.	Torsión por muros excéntricos	125
20.	Comportamiento especial de marcos estructurales	130
21.	Posibles formas de inestabilidad, por translación o torsión de una estructura.....	133
22.	Inestabilidad en elevaciones laterales	134

23.	Sistemas de fuerzas equivalentes a imperfecciones	138
24.	Marco estructural de una altura.	138
25.	Marco estructural de varias plantas	139
26.	Fuerzas equivalentes en marcos estructurales de un nivel	140
27.	Fuerzas equivalentes a las curvaturas iniciales en marcos de varios niveles.....	141
28.	Fuerzas equivalentes sobre arriostramientos	143
29.	Incremento de las fuerzas laterales debido a N_{Ed} y w_o	145
30.	Simplificación para funcionalidad de marcos estructurales	149
31.	Clasificación de marcos arriostrados y no arriostrados	151
32.	Análisis global elástico de un marco estructural de un nivel	156
33.	Análisis global plástico.....	159
34.	Balance de costos entre análisis global y comprobaciones del esfuerzo límite último.....	161
35.	Interacción suelo-estructura.....	162
36.	Sistema real estructura-suelo	165
37.	Sistema de ejes generales.....	165
38.	Esquema de análisis integral del modelo.....	166
39.	Descripción de fallas en estructuras de concreto armado	205
40.	Descripción de fallas en estructuras de acero.....	210
41.	Método del espectro de capacidad	219
42.	Espectro elástico típico de aceleración y desplazamiento	221
43.	Edificio típico de mampostería confinada.....	226
44.	Edificios de marcos de concreto reforzado: columna, viga, losa y muros de corte.....	229
45.	La disposición de los muros debe ser simétrica para evitar efectos torsionales.....	230
46.	Muros de corte en edificios, diferentes geometrías son posibles	231
47.	Mapa tectónico de Centroamérica	233

48.	Mapa de epicentros y zonas sismogénicas	237
49.	Leyes de recurrencia.....	239
50.	(a) Un edificio de marco de concreto reforzado, y (b) un edificio de mampostería confinada durante su construcción, antes de construir la altura completa del muro de mampostería	244
51.	Disposición del refuerzo principal en los muros de corte	246
52.	Contribución a la peligrosidad sísmica en términos de PGA de los distintos escenarios	248
53.	Espectro resultante período de retorno de 50 años.....	250
54.	Espectro resultante período de retorno de 500 años.....	250
55.	Espectros de respuesta a sismos máximos	252
56.	Sismo de servicio (PGA=0,16 g)	255
57.	Sismo de diseño (PGA = 0,31 g).....	255

TABLAS

I.	Clasificación de morteros para la primera fase de ensayos del grupo no.1	18
II.	Clasificación de morteros para la primera fase de ensayos del grupo no.2.....	18
III.	Clasificación de morteros para la segunda fase de ensayos del grupo no.3.....	19
IV.	Rangos de pesos específicos de los agregados con que se fabrican bloques de concreto	51
V.	Medidas principales en el dimensionamiento de los bloques	55
VI.	Tamices que definen granulometría de agregados finos	57
VII.	Tamices que definen granulometría de agregados gruesos	57
VIII.	Clasificación, designación y usos de los ladrillos de barro cocido	66
IX.	Dimensiones nominales de los ladrillos de barro cocido	67

X.	Peso de los ladrillos de barro cocido	68
XI.	Requisitos físicos del ladrillo de barro cocido.....	69
XII.	Diseño de mezcla para 1 metro cúbico de concreto	73
XIII.	Factor de sobrerresistencia del factor Ω_0	84
XIV.	Elementos estructurales comunes para esfuerzos predominantes.....	114
XV.	Método de análisis global de la estructura	136
XVI.	Casos de pandeo menores de 0,85	137
XVII.	Comparación de los edificios de marcos de concreto reforzado y de mampostería confinada.....	227
XVIII.	Valores de PGA deducidos en el estudio para diferentes periodos de retorno, representando la peligrosidad total y la contribución por zonas.....	249

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
b	Ancho de un elemento
A_g	Área bruta o gruesa de un elemento
S	Carga de Sismo
D	Carga muerta, debida al peso de los elementos estructurales
L	Carga viva sometida a un elemento estructural
Φ	Diámetro
f_y	Esfuerzo cedente mínimo especificado del tipo de acero a ser usado, kg/cm ²
t	Espesor del elemento
Ω_o	Factor de sobre-resistencia sísmica horizontal
F	Fuerza lateral sobre un elemento

E_s	Módulo de elasticidad del acero
E_c	Módulo de elasticidad del concreto
d	Peralte de un elemento
R_y	Relación entre la Resistencia Esperada a la Cedencia F_{ye} y la resistencia mínima especificada a la cedencia F_y .
f_{ye}	Resistencia cedente esperada del acero a usar, kg/cm^2
f'_c	Resistencia del concreto a la compresión a los 28 días
EI	Rigidez a la flexión

GLOSARIO

Amenaza	Probabilidad de ocurrencia de un evento potencialmente desastroso durante cierto período, en un mismo sitio.
Cimentación	Subestructura destinada a soportar el peso de la construcción que gravitará sobre ella, la cual transmitirá sobre el terreno las cargas correspondientes de una forma estable y segura.
Deformación	Es el cambio en el tamaño o forma de un cuerpo debido a esfuerzos internos producidos por una o más fuerzas aplicadas sobre el mismo.
Diafragma	Es un sistema horizontal o casi horizontal que transmite las fuerzas laterales a los elementos verticales resistentes. El término diafragma incluye un sistema arriostrado horizontal.
Ductilidad	Capacidad de deformarse sin fractura en el rango inelástico que presentan algunos materiales.
Esbeltez	Es la reducción de resistencia de elementos estructurales cuya relación longitud-peralte es grande, cuando son sometidos a compresión axial o flexo-compresión.

Escala Richter	Llamada también Magnitud Local ML, es una escala que permite establecer una medida cuantitativa del tamaño de un sismo en su fuente, relacionada con la energía sísmica liberada durante el proceso de ruptura de la falla.
Esfuerzo	Magnitud de una fuerza por unidad de área.
Estructura	Ordenamiento de un conjunto de elementos encargado de resistir los efectos de las fuerzas externas de un cuerpo físico. También, se le llama a un sistema de elementos que se combinan de una forma ordenada para cumplir una función determinada, por ejemplo: cubrir una longitud, contener un empuje de tierras, cubrir un techo, conducir un caudal determinado, etc.
Fáctico	Basado en hechos, en oposición a teórico o imaginario.
Fluencia	Fenómeno que se caracteriza porque un material sufra grandes deformaciones al ser sometido a un esfuerzo constante ante de producirse la falla. Como es el caso del acero a refuerzo.
Fundación	La fundación es aquella parte de la estructura que tiene como función transmitir en forma adecuada las cargas de la estructura al suelo y brindar a la misma un sistema de apoyo estable.

Mampostería	Sistema constructivo de tipo cajón, que consiste en pegar piezas o bloques para formar muros y soportar cargas.
Tenacidad	Es la capacidad del material para resistir una carga de energía hasta que sobrevenga su ruptura.
Momento	Es el resultado de multiplicar la fuerza de tensión o la de compresión, por el brazo del par interno.
Muro de corte	Es un muro diseñado para resistir fuerzas laterales paralelas al plano del muro algunas veces se le llama diafragma vertical.
PGA	Aceleración máxima del suelo debido a un movimiento sísmico.
Pilar	Es un elemento estructural diseñado para transmitir cargas verticales, está realizado de diversos materiales como el concreto armado o acero.
Placa tectónica	Segmento relativamente grande y rígido de la litósfera, que incluye la corteza y la parte superior del manto, moviéndose en relación a las placas adyacentes. La superficie de la tierra está dividida en unas 17 placas mayores.

Sismo	Evento sísmico causado por la liberación repentina de energía debido a una dislocación o desplazamiento en la corteza terrestre; parte de la energía es irradiada en todas direcciones en forma de ondas elásticas y ondas sísmicas y es percibido en la superficie como una vibración del terreno denominada temblor, cuando no causa daños y terremoto, cuando la sacudida es violenta y el evento es destructivo, causando daños severos y víctimas.
Vibración	Intervalo entre las amplitudes máximas en una onda, se mide en segundos y es el inverso de la frecuencia.
Vibrar	Hacer mover cualquier cosa larga y elástica con un movimiento trémulo.
Vulnerabilidad	Es la incapacidad de resistencia cuando se presenta un fenómeno amenazante, o la Incapacidad para reponerse después de que ha ocurrido un desastre.

RESUMEN

El trabajo de graduación inicia planteando el uso de diferentes tipos de métodos los cuales ayudan a facilitar la realización de un estudio o análisis que se llevará a cabo, de esta manera el lector podrá darse cuenta de los criterios que llevan las distintas metodologías para realizar una planificación eficiente.

Se explican los distintos tipos de estructuras que existen en la República de Guatemala, los materiales que las componen, las propiedades físicas y mecánicas, sus ventajas y desventajas basadas en normas y códigos de diseño de uso corriente como lo son: Normas AGIES NR, Código ACI 318-08.

Se presentan los alcances que debe tener una apropiada metodología de diseño sismoresistente en estructuras de concreto armado, como lo son los factores climáticos, la vulnerabilidad sísmica y los aspectos jurídicos. Esto es importante que el ejecutor, propietario y supervisor de una estructura de concreto armado lo tenga presente.

Finalmente, se presentan propuestas para manejar el diseño sismoresistente y vulnerabilidad de las estructuras de concreto armado de forma que sean viables, es decir, que presentan un adecuado manejo de sus materiales y poseen una respuesta satisfactoria ante eventos sísmicos según las características geológicas y sísmicas que presenta la República de Guatemala.

OBJETIVOS

General

Presentar una propuesta metodológica para un diseño sismo resistente en edificaciones de concreto armado en la República de Guatemala.

Específicos

1. Conocer los distintos tipos de metodologías que existen para realizar una planificación adecuada al momento de realizar un proyecto de obra civil.
2. Conocer los diferentes tipos de estructuras que se realizan en la República de Guatemala, sus propiedades físicas y mecánicas, los materiales que la conforman, sus ventajas y desventajas, entre otros.
3. Aprender la importancia del análisis estático y dinámico de una estructura de concreto armado sismoresistente y cómo influye en la vulnerabilidad sísmica de la misma.
4. Tomar en cuenta los alcances que debe cumplir una estructura de concreto armado al momento de planificar su construcción, como lo son factores climáticos, sísmicos y jurídicos.
5. Proponer distintos tipos de elaboración para estructuras de concreto armado utilizando elementos vulnerables no estructurales como muros de corte, entre otros.

INTRODUCCIÓN

La República de Guatemala se caracteriza por ser un país de diversos fenómenos causados por la madre naturaleza, dentro de los cuales se pueden mencionar los sismos, por lo que ha sido vital su estudio, sus características y comportamientos de manera que no afecten de manera potencial la vida de los guatemaltecos.

Uno de los mayores problemas que se pueden observar al momento de suceder un movimiento sísmico es el grado de vulnerabilidad de las estructuras y al no poseer estándares de calidad fundamentados por normativas y códigos de diseño tiene como consecuencia la pérdida de vidas humanas al no tomar la planificación adecuada.

Con el propósito de realizar una planificación adecuada al momento de plantear un diseño sismo resistente para estructuras de concreto armado, el presente trabajo permite al lector tener un criterio amplio de los diversos factores que deben tomarse en cuenta al momento de realizar una obra civil, como lo es el adecuado uso de los materiales de construcción, el análisis estructural tomando en cuenta la presencia de cargas sísmicas que afectan a la estructura al momento de un sismo y los alcances que deben cumplirse para un adecuado diseño sismo resistente, basado en estudios realizados en la República de Guatemala para tratar la vulnerabilidad sísmica.

Este trabajo permite al lector fundamentar su criterio con base en las normas de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES) y el código proporcionado por el Instituto Americano del Concreto

(ACI 318-08) para facilitar la planificación de un proyecto tan importante como lo es una estructura de concreto armado que ayude a preservar la vida de las personas que habiten la estructura al suceder un evento sísmico.

1. INVESTIGACIÓN

1.1. ¿Qué es método?

La palabra método se deriva del griego *methodos* y significa camino o vía de utilización para llegar a un fin. Las investigaciones científicas provienen del llamado método griego, basado en la observación y la experimentación, la compilación de datos, la demostración de las hipótesis de partida.

La idea de método puede hacer referencia a diversos conceptos de varios campos, como: astronomía, ciencia, filosofía, economía, informática, lingüística, matemáticas, química, sexualidad, sociología, etc. En este trabajo se analizará los métodos que ayudan a realizar una buena propuesta metodológica.

1.1.1. Método de investigación

La investigación es una actividad humana encargada de solucionar problemas científicos en base a la adquisición de nuevos conocimientos. Investigación científica es el nombre general que recibe, un proceso de avances indiscutibles que nacen a causa del método científico para explicar determinadas investigaciones.

Existe también la investigación tecnológica, que utiliza el conocimiento científico para el desarrollo de tecnologías, a beneficio de la humanidad.

Entre los métodos de investigación están:

- Investigación sistemática

A partir de definir un objetivo de trabajo, se acumulan datos según el plan que, una vez analizados, modificarán o añadirán nuevos conocimientos a los que ya existen, iniciándose entonces un nuevo ciclo de investigación.

- Investigación organizada

Todos los miembros de un equipo de investigación tienen que conocer lo que deben hacer durante el estudio, aplicando las mismas definiciones y criterios a los participantes y actuando de forma idéntica ante cualquier duda. Para conseguirlo, debe escribirse un protocolo de investigación donde se especifiquen los detalles relacionados con el estudio.

- Investigación objetiva

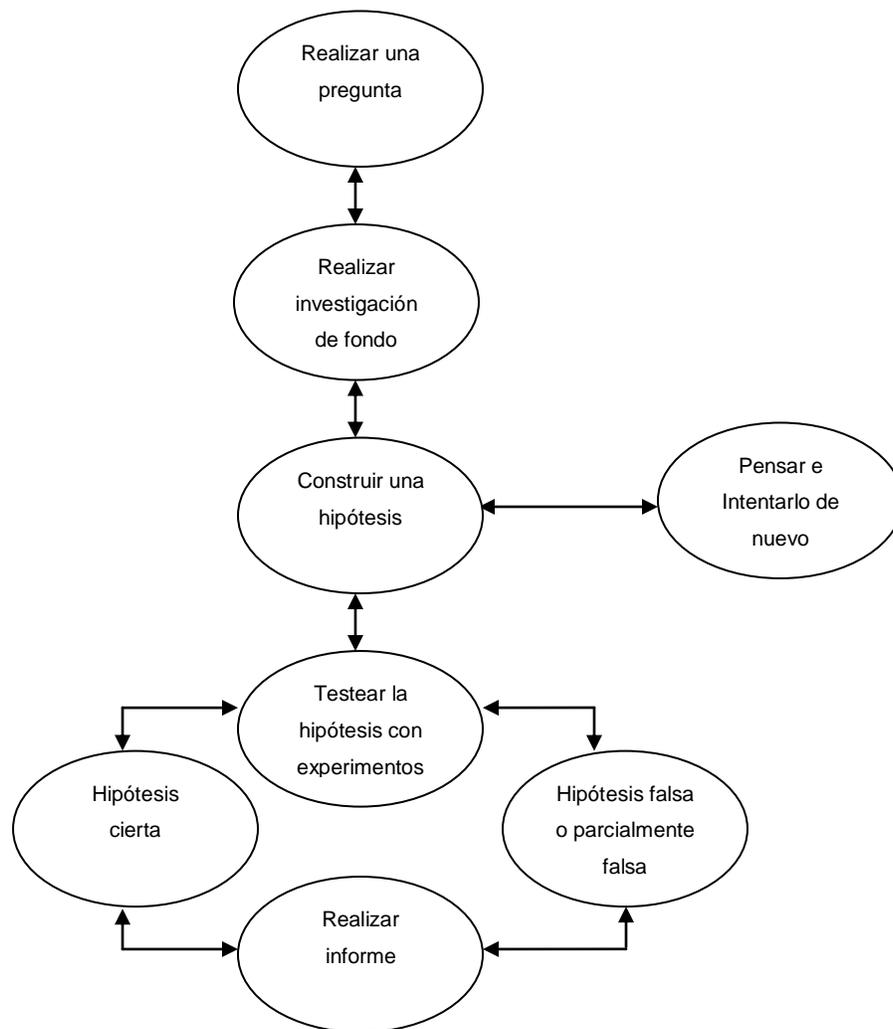
Las conclusiones obtenidas del estudio no se basan en impresiones personales, sino en hechos que se han observado y medido, y que en su interpretación se evita cualquier prejuicio que los responsables del estudio pudieran hacer.

1.1.2. El Método Científico

El Método Científico es un método de investigación usado principalmente en la producción de conocimiento en las ciencias. Para ser llamado científico, un método de investigación debe basarse en la empírica y en la medición, sujeto a los principios específicos de las pruebas de razonamiento.

El Método Científico está sustentado por dos pilares fundamentales. El primero de ellos es la reproducibilidad, es decir, la capacidad de repetir un determinado experimento, en cualquier lugar y por cualquier persona. Esto se basa, esencialmente, en la comunicación y publicidad de los resultados obtenidos. El segundo pilar es la refutabilidad, es decir, que toda proposición científica tiene que ser susceptible de ser negada.

Figura 1. **Etapas del Método Científico**



Fuente: elaboración propia, realizado en programa Word.

Por proceso o Método Científico se entiende aquellas prácticas utilizadas y ratificadas por la comunidad científica como válidas a la hora de proceder con el fin de exponer y confirmar sus teorías. Las teorías científicas, destinadas a explicar de alguna manera los fenómenos que se observan, pueden apoyarse o no en experimentos que certifiquen su validez. Sin embargo, hay que dejar claro que el uso de metodologías experimentales, no es necesariamente sinónimo del uso del método científico, o su realización al 100 por ciento. Por ello, se define el método científico de la siguiente manera:

- Observación: observar es aplicar atentamente los sentidos a un objeto o a un fenómeno, para estudiarlos tal como se presentan en la realidad, puede ser ocasional o causalmente.
- Inducción: la acción y efecto de extraer, a partir de determinadas observaciones o experiencias particulares, el principio particular de cada una de ellas.
- Hipótesis: planteamiento mediante la observación siguiendo las normas establecidas por el método científico.
- Probar la hipótesis por experimentación.
- Demostración o refutación (antítesis) de la hipótesis.
- Tesis o teoría científica (conclusiones).

Así queda definido el método científico tal y como es normalmente entendido. Hay casos donde es suficiente la observación de los fenómenos

producidos naturalmente, en los que el método científico se utiliza en el estudio a partir de modelos más pequeños, o por partes del método en mención.

1.1.3. Método Hipotético-Deductivo

El único método reconocido universalmente para obtener información científica es el Método Científico, el cual nace de la práctica y la experiencia de muchas generaciones, aplicable a las ciencias formales: matemáticas y lógica. Consta de observación, inducción, hipótesis, experimentación, demostración y teoría. Cuando la teoría se hace lo suficientemente amplia y sólida, capaz de dar explicación a una gran cantidad de fenómenos, relaciones de causa-efecto y de rebatir racionalmente cualquier crítica, se llega a la ley. En algunas áreas del conocimiento es materialmente imposible llevar a cabo experimentos controlados en relación a un determinado fenómeno.

En estos casos la observación precisa y reproductora, sustituye al experimento y las teorías se consideran válidas cuando: son capaces de asociar racionalmente muchos hechos en apariencia independientes y logran predecir la existencia de relaciones y fenómenos no detectados hasta el momento.

Algunos han tratado de renombrar, reformular o redescubrir el método científico llamándolo Método Hipotético-Deductivo, para así proporcionarle un carácter aparentemente novedoso, sin reconocer lo que verdaderamente han avanzado las ideas sobre la ciencia. Sin embargo, un enunciado como el siguiente no es más que la descripción del conocido método científico, donde deducción hace las veces de teoría y verificación del experimento.

Este método obliga al científico a combinar la reflexión racional o momento racional con la observación de la realidad o momento empírico.

1.1.3.1. Fases del Método Hipotético-Deductivo

El Método Hipotético-Deductivo tiene varios pasos esenciales: observación del fenómeno a estudiar, creación de una hipótesis para explicar dicho fenómeno, deducción de consecuencias o proposiciones más elementales que la propia hipótesis, y verificación o comprobación de la verdad de los enunciados deducidos comparándolos con la experiencia.

- Observación
- Planteamiento de hipótesis
- Deducciones de conclusiones a partir de conocimientos previos
- Verificación

La observación y la verificación requieren de la experiencia, es decir, es un proceso empírico; mientras que la hipótesis y la deducción de conclusiones son racionales. Por esto se puede afirmar que el método sigue un proceso inductivo, deductivo, y vuelve a la inducción para su verificación. En el caso de que todas y cada una de las variables puedan ser objeto de estudio, el último que es la inducción completa la cual daría paso a una ley universal. En caso contrario la inducción es incompleta, y por tanto la ley obtenida sería una ley probabilística.

1.1.4. Metodología

La metodología hace referencia al conjunto de procedimientos racionales utilizados para alcanzar una gama de objetivos que rigen en una investigación científica, una exposición doctrinal o tareas que requieran habilidades,

conocimientos o cuidados específicos. Alternativamente puede definirse la metodología como el estudio o elección de un método pertinente para un determinado objetivo. No debe llamarse metodología a cualquier procedimiento, ya que es un concepto que en la gran mayoría de los casos resulta demasiado amplio, preferible usar la palabra método.

1.1.4.1. Términos filosóficos

La metodología es una de las etapas específicas de un trabajo o proyecto que parte de una posición teórica y conlleva a una selección de técnicas concretas (o métodos) acerca del procedimiento para realizar las tareas vinculadas con la investigación, el trabajo o el proyecto.

Al describir una metodología adecuada, la postura filosófica se orienta según términos como los siguientes:

- Racionalismo, en oposición al empirismo, acentúa la función de la razón en la investigación
- Pragmática, que es la manera en que los elementos del proyecto influyen en el significado.
- Constructivismo, en el que el conocimiento se desarrolla a partir de presunciones (hipótesis de partida) del investigador.
- Criticismo, que pone límites al conocimiento mediante el estudio cuidadoso de posibilidades.
- Escepticismo, duda o incredulidad acerca de la verdad o de la eficacia de lo generalmente admitido como válido.
- Positivismo, derivado de la epistemología, afirma que el único conocimiento auténtico es el saber científico.
- Hermenéutica, que interpreta el conocimiento.

1.1.4.2. La heurística como metodología científica

La heurística, es aplicable a cualquier ciencia e incluye la elaboración de medios auxiliares, principios, reglas, estrategias y programas que faciliten la búsqueda de vías de solución a problemas; o sea, para resolver tareas de cualquier tipo para las que no se cuente con un procedimiento algorítmico de solución.

1.1.5. Método de Ensayo

Un método de prueba o de ensayo, es un procedimiento definitivo que produce un resultado de prueba. Una prueba puede ser considerada como operación técnica que consiste en la determinación de una o más características de un determinado producto, proceso o servicio de acuerdo con un procedimiento especificado. A menudo una prueba es parte de un experimento.

La prueba puede ser cualitativa (sí/no), categórica o cuantitativa (un valor medido). Puede ser una observación personal o la salida de un instrumento de medida de precisión. Normalmente, el resultado de la prueba es la variable dependiendo, la respuesta medida sobre la base de las condiciones particulares de la prueba o el nivel de la variable independiente. Algunas de las pruebas, sin embargo, implica cambiar la variable independiente para determinar el nivel al que se produce una cierta respuesta: en este caso, el resultado del ensayo es la variable independiente.

1.1.5.1. Importancia de los métodos de ensayo

En el desarrollo de la ingeniería, la ciencia, la industria y el negocio, es vital para todas las personas interesadas para entender y ponerse de acuerdo sobre los métodos de obtención de datos y hacer mediciones. Es común que una propiedad física que es fuertemente afectada por el método preciso de ensayo o la medición de dicha propiedad. Es de vital importancia para documentar completamente los experimentos, las mediciones, proporcionar definiciones necesarias con las especificaciones y contratos.

El uso de un método de prueba estándar, tal vez publicado por una organización de estándares respetados, es un buen lugar para empezar. A veces es más útil para modificar un método de ensayo existente o para desarrollar una nueva. Una vez más, la documentación completa es muy necesaria.

Un Método de Ensayo bien escrito es importante. Más importante es la elección de un método de medición de la propiedad o característica correcta. No todas las pruebas y las mediciones son de gran utilidad: por lo general un resultado de la prueba se utiliza para predecir o dar a entender la idoneidad para un fin determinado. Por ejemplo, si un artículo fabricado tiene varios componentes, métodos de ensayo pueden tener varios niveles de conexiones:

- Los resultados de la prueba de una materia prima debe conectarse con las pruebas de un componente hecho del material.
- Los resultados de las pruebas de un componente debe conectarse con las pruebas de rendimiento de un artículo completo.
- Los resultados de las pruebas de laboratorio, el rendimiento se debe conectar con el desempeño en el campo.

Estas conexiones pueden estar basadas en la literatura publicada, los estudios de ingeniería, o de los programas formales como la implementación de la función de calidad. La validación de la capacidad del método de prueba que a menudo se requiere.

1.1.5.2. Contenido de un Método de Ensayo

Los sistemas de gestión de la calidad por lo general requieren una documentación completa de los procedimientos utilizados en una prueba. El documento de un método de prueba puede incluir:

- Título descriptivo.
- Ámbito de aplicación sobre la cual puede ser clase de los materiales o artículos evaluados.
- Fecha de la última revisión y la designación efectiva de revisión.
- La referencia a la validación del método de prueba más reciente.
- Persona, oficina o agencia responsable de las cuestiones sobre el método de prueba, actualizaciones, y las desviaciones.
- El significado o la importancia del método de prueba y su uso previsto.
- Terminología y definiciones para aclarar el significado del método de ensayo.
- Un listado de los tipos de instrumentos de medición y aparato (a veces el dispositivo específico) requeridos para realizar la prueba.
- Las medidas de seguridad.
- La calibración requerida y los sistemas de metrología.
- Las preocupaciones ambientales y las consideraciones.
- Los procedimientos de muestreo: cómo son las muestras que se obtengan, y el número de muestras (tamaño de la muestra).
- Acondicionamiento: temperatura, humedad, etc, incluidas las tolerancias.

- Preparación de muestras para los aparatos de ensayo y de prueba.
- Procedimiento detallado para la realización de la prueba.
- Cálculos y análisis de datos.
- Interpretación de los datos de salida y método de ensayo.
- Informe: formato, contenido, datos, etc.

1.1.5.3. Prueba de validación del método

Los métodos de prueba son a menudo examinados para su validez, aplicabilidad y precisión. Es muy importante que el alcance del método de ensayo está claramente definido y cualquier aspecto incluido en el ámbito de aplicación se muestra que es precisa y repetible a través de la validación. Validaciones de los métodos de prueba a menudo abarcan las siguientes consideraciones:

- Exactitud y precisión: la demostración de la precisión puede requerir la creación del valor de referencia, si no está disponible todavía.
- La repetibilidad y la reproducibilidad, a veces se presenta en forma de un medidor de R&R.
- El rango, o una escala continua sobre el cual el método de ensayo se consideran precisos. Ejemplo: 10 N a 100 N, prueba de fuerza.
- La resolución de la medida, ya sea espacial, temporal, o de otra manera.
- Ajuste de curvas, por lo general para la linealidad, lo que justifica la interpolación entre los puntos de referencia calibrados.
- La robustez, de la insensibilidad a las variables potencialmente sutiles en el entorno de prueba o configuración que puede ser difícil de controlar.
- Utilidad para predecir características de uso final y el rendimiento.
- Incertidumbre de la medición.
- Interlaboratorios o pruebas de round robin.

1.1.6. Método Empírico-Analítico

El método empírico-analítico es un modelo de investigación científica, que se basa en la experimentación y la lógica, que junto a la observación de fenómenos y su análisis estadístico, es el más usado en el campo de las ciencias sociales y en las ciencias naturales.

Su aporte al proceso de investigación es resultado fundamentalmente de la experiencia. Estos métodos posibilitan revelar las relaciones esenciales y las características fundamentales del objeto de estudio, accesibles a detectar la sensorial, a través de procedimientos prácticos con el objeto y diversos medios de estudio. Su utilidad destaca en la entrada en campos inexplorados o en aquellos en los que destaca el estudio descriptivo.

1.1.6.1. Características

El método empírico-analítico posee métodos que ayudan a realizar un proceso de investigación fundamentado, a la vez lógico que permite estudiarlo detenidamente, sus características son las siguientes:

- Es un método fáctico: se ocupa de los hechos que realmente acontecen.
- Se vale de la verificación empírica: no pone a prueba las hipótesis mediante el mero sentido común o el dogmatismo filosófico, religioso, sino mediante una cuidadosa contrastación por medio de la percepción.
- Es autocorrectivo y progresivo. La ciencia se construye a partir de la superación gradual de sus errores. No considera sus conclusiones

infalibles o finales. El método está abierto a la incorporación de nuevos conocimientos y procedimientos con el fin de asegurar un mejor acercamiento a la verdad.

- Muestra: el muestreo es una parte importante del método empírico-analítico ya que si se toma mal la muestra, los resultados serían erróneos o inservibles.

1.1.6.2. Clasificaciones

El Método Empírico-Analítico debe utilizarse dependiendo del tipo de estudio que se va a realizar ya que muchas veces se toman conceptos inexplorados o de un estudio profundo, se encuentran:

- Experimental: es el más complejo y eficaz de los métodos empíricos, por lo que a veces se utiliza erróneamente como sinónimo de método empírico. Algunos lo consideran una rama tan elaborada que ha cobrado fuerza como otro método científico independiente con su propia lógica, denominada lógica experimental.

En este método el investigador interviene sobre el objeto de estudio modificando a esta directa o indirectamente para crear las condiciones necesarias que permitan revelar sus características fundamentales y sus relaciones esenciales bien sean:

- Aislado al objeto y las propiedades que estudia de la influencia de otros factores.
- Reproduciendo el objeto de estudio en condiciones controladas

- Modificando las condiciones bajo las cuales tiene lugar el proceso o fenómeno que se estudia.
- Lógico: un salto verdaderamente espectacular en este desarrollo se produce con Galileo Galilei que da sustento a una nueva rama dentro de la lógica empírica, la lógica experimental. Ésta combina la lógica empírica de observación de los fenómenos con dos métodos desarrollados en otras ramas del conocimiento formal: la hipótesis y la medida.

1.2. Materiales usuales y tipos de construcción

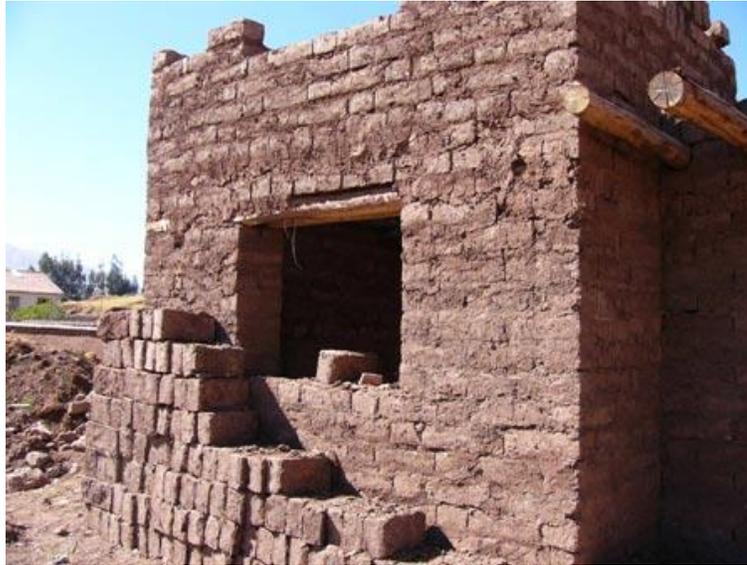
Para realizar una obra civil, se debe tener en cuenta los diversos materiales que deben conformar la estructura y las ventajas que presentan al momento de su dosificación y colocación, siendo los de uso más común en la República de Guatemala los siguientes materiales:

1.2.1. Estructuras de adobe

Las construcciones hechas con base de adobe no se recomiendan para el levantamiento de muros de gravedad y muros de estructuras sismorresistentes. Se han hecho estudios donde los muros soporten determinada carga, utilizando un techo liviano para que no se produzcan esfuerzos muy grandes en muros.

El adobe se considera un material aislante, su principal propiedad es su bajo costo en construcción. Pero se debe tomar en cuenta que dependiendo de los materiales con que está elaborado muchas veces presenta limitaciones al momento de aplicarse ya que su resistencia mecánica es reducida y por la acción de agentes atmosféricos tiende a erosionarse.

Figura 2. **Estructura de adobe**



Fuente: www.arquis.com. Consulta: 2 de marzo de 2013.

1.2.1.1. Definición del adobe

El adobe puede definirse como un material compuesto con base de suelo mezclado y fibras u otro tipo de materiales. Se fabrica en moldes en forma prismática y coloca al aire para su secado. Se utiliza en el levantamiento de muros y paredes.

1.2.1.2. Materiales que componen el adobe

El adobe es el resultado de mezclar el suelo arcilloso agregando agua, paja u otro material estabilizante. El proceso de secado es realizado en un área con buena ventilación protegiéndolo de los rayos solares para que al momento de secarse se eviten agrietamientos que puedan afectar luego su utilidad en la estructura según el diseño a construir.

1.2.1.3. Análisis geofísico y mecánico de las unidades de adobe

Para conocer si el adobe es un material viable en la realización de estructuras, se debe realizar diversos ensayos mecánicos que ayudan a tomar una idea acerca del material para la construcción, sus características se definen realizando los siguientes métodos:

- Ensayo de unidades de adobe

Este ensayo se realiza a las unidades siguientes: ensayo de flexión, ensayo de compresión y ensayo de absorción capilar.

- Ensayos utilizando prismas de adobe

Los ensayos que se realizan son los siguientes: ensayo de flexión, ensayo de compresión y ensayo de corte diagonal.

- Ensayo en muros de escala natural

Es realizar los mismos ensayos cuando se utilizan prismas, solo que con muros reales.

Las pruebas físicas consisten en determinar el peso, volumen y densidad de las unidades y las pruebas mecánicas consisten en realizar los ensayos de flexión, compresión y corte.

1.2.1.4. Ensayo de prismas

Se recomienda utilizar prismas o elementos contruidos con pocas unidades para predecir en algunos casos el comportamiento de los muros, esto simplifica la realización de ensayos utilizando muros reales a escala natural. Así en el caso de la determinación de los parámetros de fricción y adherencia adobe-mortero, para determinar la proposición de utilizar prismas de tres unidades.

La resistencia a corte de un muro se define directamente por la calidad de mortero y por la calidad de la unidad. Un buen mortero es aquel que proporciona una alta y fuerte adherencia entre unidades.

En 1985 el ingeniero Reyes Trinidad realizó un estudio de parámetros de fricción y adherencia del adobe. Se establecieron 11 tipos de morteros, 10 de los cuales son estabilizados y solo uno con barro, como parámetros de comparación.

Los morteros se clasificaron en 3 grupos, el objetivo es que en una fase se ensayan dos grupos y en la segunda fase se ensaya un último grupo. En la primera fase para el grupo no.1 se usaron morteros compuestos de cal y talpetate, el grupo no.2 morteros compuestos de fibra (pino o paja) y talpetate. En la segunda fase se forma el grupo no. 3 que es la combinación de los morteros de mejor formación a base de fibra, cal y talpetate que son los del grupo no.1 y no.2.

Antes de la elaboración de prismas, a los morteros del grupo no.1 se les efectuaron pruebas de consistencia y para el efecto se adoptó el ensayo según la norma ASTM C109, con la cual se determinó la cantidad de agua que

permitía la mejor trabajabilidad con una pastosidad adecuada en la mezcla, así como su porcentaje respectivo de flujo. En los morteros con fibra no se realizó la prueba por no estar normalizado ese tipo de mortero.

Tabla I. **Clasificación de morteros para la primera fase de ensayos del grupo no.1**

Mortero	Componentes	Proporción (en peso)
1	cal-talpetate	0:1
2	cal-talpetate	1:3
3	cal-talpetate	1:4
4	cal-talpetate	1:7
5	cal-talpetate	1:9

Fuente: elaboración propia, realizado en programa Excel.

Tabla II. **Clasificación de morteros para la primera fase de ensayos del grupo no.2**

Mortero	Componentes	Proporción (en peso)
6	fibra-talpetate	Vol.Max.Pino Adm/Vol. Talpetate
7	fibra-talpetate	Vol.Max.Pino Adm/Vol. Talpetate
8	fibra-talpetate	Vol.Max.Pino Adm/Vol. Talpetate
9	fibra-talpetate	Vol.Max.Pino Adm/Vol. Talpetate

Fuente: elaboración propia, realizado en programa Excel.

Tabla III. **Clasificación de morteros para la segunda fase de ensayos del grupo no.3**

Mortero	Componentes	Proporción
x	Fibra-cal-talpetate	SD
y	Fibra-cal-talpetate	SD

“SD” significa que no existe una proporción establecida.

Fuente: elaboración propia, realizado en programa Excel.

1.2.1.5. Generalización de suelos recomendables para realizar adobe

Para saber si un suelo es bueno para la construcción, se puede guiar por la apariencia y su color, aunque lo recomendable es hacer adobes con la muestra de suelo y realizar distintos ensayos de laboratorio.

Para que el suelo sea recomendable para construir, debe componerse de arena y arcilla.

Existen varios materiales y métodos que ayudan a estabilizar la tierra para la construcción, adheriendo productos como fibras, secreción de ciertas plantas, productos industriales: asfalto, cemento y cal, etc.

Entre los componentes esenciales de suelos que ayudan a formar el adobe, se encuentran:

La arena: cuya clasificación está entre los suelos finos que pasa en un 50 por ciento el tamiz no.4 y cuyas partículas varían entre 2 milímetros y 0,05

milímetros de diámetro, consta de una característica muy importante, que es la de comprimirse al recibir una carga en su superficie.

En observaciones efectuadas el componente del suelo que más influye en la resistencia es el porcentaje de arenas. Si se incrementa la resistencia es aumentando las arenas hasta un 60 por ciento, partiendo de este punto la resistencia no aumenta, con lo cual produce una pérdida de trabajar la mezcla y se pueden ocasionar demasiadas contracciones y rajaduras en los adobes. No se puede generalizar la composición físico-química de un suelo determinado ya que sale muy arenoso y resulta poco práctico en algunas zonas de la República de Guatemala.

Su granulometría debe ser la apropiada, menos del 45 por ciento del material debe pasar por el tamiz No. 200 y no mayor de 5 milímetros.

La arcilla: tiene un color que varía de gris oscuro a negro. La arcilla en forma general es un suelo que posee la característica de presentar resistencia aún con esfuerzos nulos exteriores. La resistencia de la arcilla varía por límites muy amplios, dependiendo de lo bajo o alto que sea el contenido de agua del suelo, así como dentro de otras causas de su estructura. Al tener un gran contenido de agua presentan una baja resistencia.

Limos: consiste en partículas minerales muy pequeñas de 0,002 pulgadas (0,05 milímetros), las cuales carecen de plasticidad y tienen poca o ninguna resistencia en seco. Tiene que estar en cantidades proporcionales para que el suelo sea apto para construir.

Material selecto: es un material ligeramente arenoso que igual a la arcilla hace las veces de cemento y es muy usado en el medio para la construcción de adobes. A veces presenta un color rojizo o gris claro.

1.2.1.6. Principales aspectos para la elaboración del adobe

El proceso que los fabricantes utilizan para elaborar el adobe es el siguiente: para la masa se mezclan tres tipos de suelo, se agrega agua a criterio de la autoridad competente, hasta que se considere que la misma está totalmente humedecida, dejándola así durante 24 horas.

Pasadas las 24 horas, se toma una bachada de la masada original a la cual se le agrega cal y agua según el criterio de la autoridad competente basado en la experiencia, hasta lograr una mezcla trabajable, luego se transporta a una galera donde se encuentra el molde respectivo el cual se coloca en un suelo que esté más o menos parejo. El molde debe encontrarse bien mojado para que no se pegue el material de que estará hecho el nuevo adobe en sus paredes al llenar éste y así evitar que al remover el mismo se destruya la nueva unidad.

El llenado de los moldes se hace con las manos de manera que no queden espacios vacíos que perjudiquen las propiedades del molde hecho de adobe. Luego se limpia el molde de sus paredes interiores.

El tamaño de los adobes depende del lugar de fabricación, ya que se usa en distintos lugares; sus dimensiones varían de un lugar a otro, pero se recomienda elaborar de forma cuadrada.

Algunas de las dimensiones de los adobes en el medio se encuentran comprendidas aproximadamente en:

Adobe tabique: 10 x 20 x 40 cm

Adobe común: 10 x 28 x 40 cm

Adobe mejorado: 8 x 38 x 38 cm

- Excavaciones

La materia prima para hacer el adobe se obtiene de bancos que estén próximos a su fabricación de manera que no aumenten los costos. Se extrae de manera mecánica o manual.

- Almacenamiento

Se realiza en lugares donde no esté sujeto a las condiciones del tiempo que lo alteren y no afectando sus propiedades. Se recomienda que se conserve el adobe de manera que no se contamine de otros materiales.

- Proporcionamiento

Se deben de medir las cantidades de cada elemento que lleva la mezcla. Dichas cantidades están directamente dependientes de la proporción a utilizar, la cual ya ha sido establecida. El material debe de estar previamente tamizado o uniformizado.

- Mezclado

Se combinan todos los materiales que conforman al adobe. Debe de ser un mezclado completo, para evitar que existan grumos de cualquier material, todo debe de ser uniforme.

Figura 3. **Mezclado del adobe**



Fuente: www.tierraalsur.com. Consulta: 2 de marzo de 2013

- Moldeado

Se debe de colocar la mezcla en el molde, se debe de rellenar bien. Luego se debe de compactar utilizando el equipo necesario, después se retira el molde para evitar que se pegue al adobe. Se debe de limpiar con tela húmeda y espolvorearle arena antes de cada uso.

- Curado y secado

Luego de quitar el molde, se deja el adobe durante dos o tres días secándose en la mejor posición y lugar donde fue moldeado colocándolos de canto. En el caso de adobes hechos a base de puzolana y cal, se debe conservar la humedad a una temperatura más elevada que del ambiente para que haya una buena reacción puzolánica lo cual ayuda a su resistencia y durabilidad.

- Almacenamiento final

Luego de tres semanas se puede levantar, apilar y almacenar. Siempre debe de tomarse en cuenta el factor del clima para que el material trabajó eficientemente.

1.2.1.7. Estabilización de tierras para hacer adobes

Estabilización de suelos es el método de hacer tratamientos a los suelos naturales de manera que se logró mejorar sus cualidades para que pueda soportar condiciones como el clima y uso de manera que rinda todo el tiempo en beneficio a la construcción de una estructura.

Entre los métodos más utilizados en Guatemala para realizar la estabilización de suelos se encuentran los siguientes:

- Estabilización con cal

La cal posee características que ayudan a mejorar las propiedades del suelo como lo es la plasticidad, densidad y resistencia. Los cambios que realiza

la cal en los suelos son tanto físicos como químicos. Donde se presenta de mejor forma este fenómeno es en los suelos arcillosos, ya que debido a la plasticidad de estos, las reacciones químicas aumentan al doble.

- Estabilizaciones con emulsiones asfálticas

Los materiales bituminosos son útiles para estabilizar suelos y para impermeabilizar materiales similares a las bases de suelo no tratadas, pero con materiales plásticos finos. El proceso es mecánico y consiste en cubrir el suelo con el material asfáltico sin que exista una reacción química en el suelo.

- Estabilización con cemento Portland

Este tipo de estabilización es la más utilizada en la actualidad. Existen muchos tipos de estabilización utilizando el cemento portland, como la elaboración de bloques o terracretos, la subbase para pavimentación rígida y flexible, protección de presas de tierra, áreas de parqueo.

1.2.1.8. Recomendaciones generales en la construcción

Se refiere a las recomendaciones constructivas que deben de tomarse en cuenta para construir una casa de adobe adecuadamente, por ejemplo: el terreno a utilizar, tipo de techo a colocar, etc.

Debe de elegirse una buena ubicación donde se colocará la estructura, terreno seco, sólido, plano y ligeramente elevado, incluye evitar aproximarse a ríos, pantanos, zonas de relleno y terreno con mucha pendiente. Esto para evitar deslizamientos que afecten la habitabilidad de la estructura.

La construcción debe estar nivelada, los cimientos y muros a escuadra, el ancho de las excavaciones para el cimiento, debe de ser por lo menos 1,5 veces el espesor del muro. Se debe de excavar hasta llegar a un suelo firme. Si no es el caso, se recomienda excavar entre 40 a 60 centímetros de profundidad.

Los cimientos se deben de realizar de preferencia con concreto ciclópeo, el cual posee proporciones de 1 de cemento, 4 de arena y seis de grava o pedrín. También puede ser 1 de cemento y 10 de pedrín. Si no se dispone de cemento puede usarse cal y como último recurso se pueden asentar piedras grandes con barro siempre que el ancho del cimiento sea 2 veces el espesor del muro y su profundidad no menor de 60 centímetros. Se tiene que proteger las primeras hiladas del adobe de la erosión.

Las uniones entre los adobes, tanto horizontales como verticales, se hacen con el mismo barro de adobe y su espesor debe ser de 2 centímetros. El mortero puede mejorarse agregando cemento mezclándolo en seco antes de añadirle agua con la proporción de 1 a 2 partes para 20 partes de tierra.

Todos los adobes deben quedar trabados con un traslape de medio adobe cuando se hace el levantado del muro, se colocan en hiladas horizontales, siguiendo en contorno de la vivienda para que el levantado de la construcción sea pareja.

Para evitar el aplastamiento del muro por su propio peso, la altura máxima por día no debe ser mayor de un metro. Siguiendo reglas como las de no hacer esquinas en ochavo es decir que estén a 90 grados, la longitud de un muro, tomado entre dos muros perpendiculares a él; no debe de ser mayor que 10 veces a su espesor, cuando se necesita una longitud mayor del muro se

refuerza con un contrafuerte vertical intermedio. La altura máxima de los muros no debe ser mayor de 8 veces su espesor.

El ancho de los vanos no debe de ser mayor de 1,20 metros. La distancia entre una esquina con un vano de ser inferior de 1,20 metros y la suma de los anchos de vanos en una pared no debe ser mayor que la tercera parte de su longitud. El empotramiento de un dintel aislado no debe ser inferior a 50 centímetros.

Para repartir la carga del techo sobre el muro de adobe, se debe colocar sobre éste un elemento longitudinal de madera o concreto reforzado.

Se recomienda que la forma del diseño de la casa o vivienda sea cuadrada como la mejor opción, ya que su simetría permite repartir las fuerzas sísmicas de igual manera en todas partes. Otra solución es la forma rectangular. No se debe diseñar una casa en forma de escuadra, ya que al momento que produce un sismo hace que las fuerzas sísmicas no se repartan equitativamente en todos los muros de la casa

1.2.1.9. Requerimiento general de diseño en la estructura de adobe

La república de Guatemala se localiza en una zona de alta intensidad sísmica debido a las placas de Cocos, del atlántico, río Motagua, entre otras lo cual ocasiona que se presenten daños ocasionados por sismos con mayor frecuencia.

Para que una estructura de adobe cumpla con los requisitos de sismo resistencia debe cumplir con lo siguiente:

- La estructura debe contar con un lugar apropiado donde sea construida, el terreno debe ser estable y resistente frente a los movimientos sísmicos.
- Para obtener un buen comportamiento sísmico, la resistencia y la rigidez por unidad de peso del material debe ser la mayor posible así como una buena adaptabilidad de los materiales al momento de presentarse un movimiento sísmico.
- En el caso de las estructuras de adobe se debe tratar la manera de no tener que soportar masas innecesarias como techos excesivamente pesados ya que afecta la resistencia de los muros.
- No es recomendable las formas de plantas en L, H, T o en + debido a que al momento de presentarse el sismo, por su forma vibran de manera diferente.
- La falta de anclaje y de buenas uniones entre los muros de adobe entre sí y con el techo suele ser la causa primaria de los fallos de estas estructuras frente a sismos.
- Si la cimentación no es suficientemente impermeable, el agua puede penetrar fácilmente, por capilaridad, en los muros de adobe, reduciendo notablemente su resistencia mecánica.

1.2.1.10. Recomendaciones generales mínimas para el diseño y construcción

Son sugeridas debido a que son parámetros basados en la experiencia para realizar una buena planificación de una estructura de adobe:

- Se recomienda una correcta selección de los materiales a utilizar para elaborar el adobe y realizar los ensayos respectivos en el laboratorio.
- La mezcla para hacer el adobe, debe dejarse reposar bajo techo, antes de utilizarse en la elaboración del adobe.
- El mortero, debe ser del mismo tipo de material con que está hecho el adobe, para lograr un muro con mayor adherencia y resistencia.
- Humedecer bien los moldes, para así evitar que la mezcla que sirve para hacer que el adobe se pegue en el molde de madera.
- Utilizar algún material o proceso de estabilización para mejorar las propiedades del adobe.

1.2.2. Estructuras de madera

Las estructuras hechas de madera, son de las más comunes que se pueden encontrar en la República de Guatemala, debido a la fácil obtención de materiales y a sus ventajas como material para la construcción:

1.2.2.1. Aspectos generales de la madera

La madera, sustancia dura y resistente que constituye el tronco de los árboles, fue el primer material empleado por el hombre debido a sus características como: facilidad de conformación, bajo peso específico, apariencia agradable y buenas propiedades mecánicas, térmicas y acústicas, etc.

Estas propiedades, han dado a la madera un campo de aplicación muy variado, especialmente como material de la construcción.

Figura 4. **Presentación general de la madera**



Fuente: www.preguntaleasherwin.cl. Consulta: 2 de marzo de 2013

1.2.2.2. Características de la madera

Al igual que para otros materiales, la estructura de la madera determina en gran medida las propiedades y características de ésta. En el caso de las

maderas, la estructura viene dada por los elementos anatómicos que la forman: células, vasos leñosos, fibras, canales de resina, etc. Así, la composición celular, el grosor, la simetría, etc., de estos elementos determinan las características de la madera, y junto a las otras propiedades físicas y mecánicas, sus posibles usos.

Las principales características, que además nos permite identificar a los distintos tipos de maderas, son: la textura, el grano y el diseño, además del color y olor.

- Textura: se denomina textura al tamaño de los elementos anatómicos de la madera. Se divide en: textura gruesa, mediana y fina. La textura gruesa será cuando los elementos de la madera son muy grandes y se ven fácilmente, mientras que en la textura fina, estos elementos casi no se diferencian, dando una apariencia homogénea, y por último, la textura mediana será una situación intermedia entre las dos anteriores.
- Grano: el grano es la dirección que tienen los distintos elementos anatómicos respecto al eje del tronco, e influirá en las propiedades mecánicas de la madera y en la facilidad de trabajar con ella. Según la dirección de los elementos anatómicos podemos diferenciar distintos tipos de grano como:
 - El diseño: es el dibujo que muestra la madera al ser cortada, y se debe al modo de corte y a la distribución de los elementos anatómicos, es decir, al grano. Los diferentes tipos de diseños que podemos encontrarnos son:
 - Diseño liso: es el que presentan las maderas de textura fina, y da lugar a un color homogéneo.

- Diseño rallado: es debido a las líneas formadas por los vasos leñosos cortados longitudinalmente y los canales de resina.
- Diseño angular: es debido al corte transversal de los anillos de crecimiento.
- Diseño vetado: el dibujo tiene el mismo origen que en la madera de diseño angular, pero con las franjas paralelas entre sí.
- Diseño jaspeado: el origen del dibujo son las células radiales cuando éstas son anchas.
- Diseño espigado: aparece en las maderas de grano entrecruzado al cambiar en cada anillo de crecimiento la disposición de los elementos anatómicos.
- Color: el color de la madera es una consecuencia de las sustancias que se infiltran en las paredes de sus células, y es característico de cada especie. Esta propiedad puede ser de importancia a la hora de emplear una determinada madera con fines decorativos. el color también son consecuencia de las sustancias que impregna la madera, y son de especial interés a la hora de emplear una determinada madera en la fabricación de recipientes de conservación de alimentos (toneles de vino).
- Olor: algunas maderas producen un olor característico al cortarse. Al igual que el color, el aroma de la madera se debe a compuestos químicos almacenados principalmente en el duramen.

1.2.2.3. Defectos de la estructura

Los defectos de estructura son aquellos originados en la misma estructura de la madera durante su desarrollo. Los principales defectos que pueden presentarse son:

- **Nudos:** se forman por restos de ramas que quedan embutidas en la madera a medida que crece el diámetro del árbol. Tienen consecuencias en la resistencia mecánica y, principalmente, a la flexión. También hacen más problemático el trabajado de la madera, especialmente el cepillado.
- **Acebolladura:** es la aparición de rajaduras en el corte transversal del tronco al separarse los elementos anatómicos, las fibras leñosas, en la dirección del radio.
- **Médula excéntrica:** este defecto consiste en que la médula está desplazada del centro. Aparece en maderas de árboles expuestos a fuertes vientos de dirección constante, o en aquellos árboles que buscan la luz y desplazan el eje en su movimiento. Este defecto tiene consecuencias en el aserrado, ya que al no estar la madera centrada se hace más complicado el adecuado aserrado de los troncos.
- **Madera de reacción:** es la madera generada en árboles curvados y en las zonas contiguas o adyacentes a ramas gruesas. La madera de reacción puede clasificarse en madera de compresión, en las que se ven afectadas las propiedades mecánicas, al tiempo que presenta dificultad para su trabajado; y en madera de tensión, que, debido al mayor contenido de humedad, tienden a alabearse en el secado y a variar sus propiedades mecánicas, especialmente la compresión paralela al grano.

- Madera de corazón juvenil: es la madera generada con un alto ritmo de crecimiento, dando lugar a maderas con un peso específico aparente menor al propio de su especie, teniendo tendencia al alabeo durante el secado.

1.2.2.4. Defectos de manipulación

Los defectos de manipulación son aquellos que se originan, en las maderas ya cortadas, al perder humedad o ser atacadas por insectos que la dañan. Los defectos más comunes son: el colapso, grietas y rajaduras y los alabeos.

- Colapso: es un defecto que se produce durante el secado de la madera, y que consiste en una disminución de las dimensiones de la madera al comprimirse los tejidos leñosos. Se origina en maderas secadas a demasiada temperatura o humedad, y en maderas secadas rápidamente al aire. Para corregir en lo posible este defecto se debe acepillar la pieza de madera, aunque ya habrá perdido propiedades de resistencia mecánica.
- Grietas y rajaduras: consisten en la aparición de aperturas en la madera como consecuencia de la separación de los elementos leñosos. Cuando la apertura sólo alcanza a una superficie ésta se denomina grieta, mientras que si alcanza ambas superficies, atravesando la madera, se denomina rajadura. Estos defectos se originan al contraerse la madera durante el secado y originan pérdidas en las propiedades mecánicas de la madera.
- Alabeos: son encorvamientos de la madera respecto a sus ejes longitudinales y/o transversales, que se producen por la pérdida de

humedad. La gran porosidad de la madera hace que absorba humedad con gran facilidad, sin embargo, la parte central del tronco tiene una menor capacidad de absorción que las exteriores, y hace que las variaciones de dimensiones no sean uniforme en todo el tronco. Esta característica obliga a manipular cuidadosamente a la madera, tanto en el aserrado del tronco como en el proceso de secado, ya que de lo contrario surgen muy fácilmente los alabeos. Los tipos fundamentales de alabeos que se pueden encontrar son: el abarquillado, el combado, la encorvadura y la torcedura.

El abarquillado es el alabeo de las caras de la madera al curvarse su eje transversal (respecto a las fibras), a causa del secado más rápido de una de las caras, a distintos tipos de corte en cada cara o al barnizado de una sola de ellas. El combado es el alabeo de las caras al curvarse el eje longitudinal de la madera, y puede originarse por falta de pesos en los extremos, gran contracción longitudinal en maderas de reacción.

La encorvadura es la curvatura del eje longitudinal al torsionarse los extremos, y se origina al liberarse las tensiones de crecimiento. Por último, las torceduras son el retorcimiento que surge en una madera al curvarse al mismo tiempo por su eje longitudinal y transversal, y se originan por tensiones de crecimiento o secado desigual.

1.2.2.5. Acabado y tratamiento de la madera

La madera que procede directamente de la tala y aserrado contiene un alto grado de humedad que no interesa para la mayoría de las aplicaciones, por lo que antes de ser empleada es necesario someterla a procesos de secado. Con la madera seca se mejoran, en general, la resistencia mecánica, la

resistencia al ataque de insectos y hongos, la estabilidad de sus dimensiones, la facilidad de acepillado, lijado y pintado, y se consigue un menor peso para el mismo volumen.

1.2.2.6. Eliminación de la savia

El tratamiento de la madera comienza ya desde el momento de la tala. La savia que contenga el tronco cortado debe ser eliminada totalmente a fin de evitar la proliferación de hongos e insectos y de facilitar la siguiente fase de secado. Para ello se emplean fundamentalmente dos métodos: lixiviación y mediante vapor.

En el método de lixiviación se extrae la savia mediante el uso de disolventes, siendo este un proceso costoso y que puede durar hasta tres meses. Mediante el método de vapor se agiliza el proceso de eliminación al tiempo que, al realizarse a altas temperaturas, se provoca la muerte de insectos y hongos que ya pudieran haberse desarrollado en el árbol.

1.2.2.7. El secado

Hay muchos métodos para secar la madera, pero son dos los más conocidos y utilizados: el secado natural y el secado en horno. El secado natural consiste en secar la madera directamente al aire libre. Puede realizarse con la madera apilada y sin ningún tipo de construcción, bajo techo o con aire forzado utilizando ventiladores. En estos métodos el proceso es muy lento, calculándose en dos años para las maderas blandas y en un año por centímetro de grosor para las maderas duras.

Además, se deben tener en cuenta diferentes factores como son el movimiento del aire, la temperatura ambiente, la insolación, la humedad, la especie del árbol de la que procede la madera, las dimensiones de las piezas, la forma de apilado y la distribución de las pilas, etc. Se suelen pintar los extremos de los tablones a fin de que su secado no sea demasiado rápido en relación con el resto de la pieza, y colocar pesos sobre las pilas para evitar movimientos.

Los métodos de secado artificial tienen por finalidad eliminar la humedad de la madera de forma más rápida que la que proporciona el secado natural. Mediante estos procedimientos se obtienen rendimientos muy grandes, períodos relativamente cortos de secado, pero al requerir instalaciones especiales resulta más costoso.

El secado en hornos consiste en introducir la madera en una construcción dotada de elementos que controlan el secado. Estos elementos actúan sobre el aire calentándolo, variando su humedad y regulando su circulación, además de aislar la madera del exterior.

1.2.2.8. Métodos de protección

Después del secado de la madera, hay que tener en cuenta que ésta puede verse alterada por una serie de factores de origen climático, biológico y humano. Para proteger la madera frente a ellos se le somete a una serie de procesos de preservación y protección, que alargan su durabilidad y rendimiento. Los agentes preservadores empleados para tratar las maderas son una serie de sustancias químicas que pueden ser de tipo oleoso, oleo solubles o hidrosolubles.

En el proceso de protección influyen fundamentalmente de dos factores: las características anatómicas de la madera y su secado. Estos factores determinarán la facilidad de penetración de los líquidos preservadores, el método de preservación a emplear y la sustancia aplicable. En función de estas características de la madera que se vaya a tratar se pueden seguir dos tipos de tratamientos: sin presión y con presión.

Dentro de los tratamientos sin presión se encuentran el pintado o barnizado, y la inmersión en frío o en caliente. En estos procedimientos se trabaja siempre a presión atmosférica, sin someter la pieza de madera a cambios de presión, ya sean sobre presión o de vacío. En los tratamientos con presión se recurre a un aumento o disminución de la presión para introducir en la madera las sustancias preservadoras. Además de estos dos tipos también son posibles procedimientos mixtos en los que se aplica a la madera tratamientos con y sin presión en etapas sucesivas.

Las fases de acabado a base de pinturas, barnices, resinas, etc., tienen fines similares a los tratamientos de preservación, pero además intentan realzar las características de la madera y embellecerlas antes de su puesta en servicio. Las sustancias de acabado requieren para su aplicación de una limpieza previa de la madera, y pueden ser opacos, como las pinturas, y transparentes como las resinas y barnices.

1.2.2.9. Propiedades físicas y mecánicas de la madera

Las propiedades de las maderas dependen de muchos factores tales como: tipo y edad del árbol, condiciones de crecimiento como el terreno y el

clima, etc. Como en todo material, varias son las propiedades a tener en cuenta a la hora de emplearlo, y que dependerán del fin que quiera darles.

Desde tiempos remotos la madera se ha usado en la construcción, como un material eficiente, debido a las ventajosas características y propiedades que posee, entre otras principales se enuncian las siguientes:

- Propiedades físicas

Las propiedades físicas que se definen para las maderas son: la humedad, el peso específico o densidad, la contracción e hinchamiento. La humedad es la cantidad de agua que tiene la madera en su estructura. La humedad de la madera está directamente relacionada con el peso, y afecta a otras propiedades físicas y mecánicas. Por eso, es importante conocer el contenido de humedad de una madera para las condiciones en la que va a emplearse, y cómo reaccionará ante la pérdida o ganancia de agua.

Cuando la madera húmeda comienza a secarse va perdiendo peso y se contrae hasta un límite en el que no puede disminuir más su grado de humedad, para la temperatura a la que se encuentre. Si se desea eliminar todo el contenido posible de agua, es necesario llevar a cabo un secado en laboratorio, que se basa en someter la madera a una temperatura de 105 grados centígrados, hasta que ésta alcance un peso constante. En ese momento se dice que la madera está totalmente seca o anhidra, y si se desea disminuir su contenido en agua es necesario combustionarla.

En función del grado de humedad, las maderas se pueden clasificar en los siguientes tipos:

- Madera verde: madera recién cortada y completamente húmeda (contenido en agua: 30-33 por ciento). En estas condiciones no puede ser empleada ya que al secarse se encoge y agrieta.
- Madera oreada: es la que ha perdido una parte de agua, pero que no ha sufrido aún contracciones ni cambio de sus propiedades mecánicas.
- Madera comercial: es la que tiene un contenido en humedad inferior al 20 por ciento.
- Madera seca: su grado de humedad está en equilibrio con la humedad relativa del aire. Se obtiene apilando las tablas y tablonces durante un período de tiempo, que puede llegar a varios meses, de forma que permita el paso de corrientes de aire a su través.
- Madera disecada: es la que tiene una humedad inferior al 12 por ciento.
- Madera anhidra: presentan un grado de humedad en torno al 3 por ciento.

El peso específico es la relación entre el peso de la madera y el volumen que ocupa. Sin embargo, la madera es un material poroso, y los poros contienen aire; por esta razón se distinguen dos tipos de pesos específicos: el peso específico de la madera, que corresponde a pesar la madera sin poros, y el peso específico aparente que se obtiene pesando la madera con todos sus poros.

La primera varía muy poco de unas maderas a otras, y está determinada por los componentes de la misma (celulosa, etc.); la segunda varía enormemente. Como la humedad influye tanto en el peso como en el volumen, para obtener resultados sobre el peso específico, el grado de humedad en el que se tomen las medidas debe estar comprendido entre 0 y 30 por ciento, ya que en este rango el volumen varía en la misma proporción que la humedad

- Contracción e hinchamiento: tal y como ya se ha indicado, la madera experimenta variaciones en su volumen, es decir, se contrae o se hincha, según el grado de humedad de la misma. Al punto al cual las fibras de la madera están saturadas en humedad, y ya no absorben más agua, se le denomina punto de intersección, e indica el grado de humedad a partir del cual la madera empieza a sufrir contracciones e hinchamientos. Como consecuencia de la anisotropía que muestran las propiedades de la madera, estas contracciones e hinchamientos son diferentes a lo largo de las tres direcciones principales. Así, las variaciones axiales son muy pequeñas (menor al 1 por ciento), en la dirección radial pueden llegar a un 6 por ciento, y en la dirección tangencial pueden alcanzar un 18 por ciento.
- Propiedades térmicas y eléctricas

Las dilataciones y contracciones, originadas en las maderas por efecto de cambios en la temperatura son mucho menos importantes que las originadas por cambios en la humedad. En otro aspecto, los poros en la madera la convierten en una pésima conductora del calor (los poros constituyen cámaras de aire), por lo que suele emplearse como aislante térmico, aunque conforme la humedad y/o la densidad aumenta en ésta y también aumentará la conducción

térmica. Además, la conductibilidad térmica también dependerá de la dirección de transmisión, siendo mayor en la dirección longitudinal.

En cuanto a las propiedades eléctricas, la madera es un buen aislante eléctrico, si bien al igual que en las propiedades térmicas, su carácter aislante disminuye con el aumento de humedad, pero al aumentar la densidad, el carácter aislante aumenta.

- Dureza: es la resistencia que presenta la madera a ser marcada, al desgaste o al rayado. Se calcula introduciendo una semiesfera de metal con la que se deja una huella de 1centímetro cuadrado, siendo el valor de la dureza la carga necesaria para producir dicha huella.
- La dureza de la madera está directamente relacionada con: la densidad (a mayor densidad, mayor dureza), con el modo de crecimiento del árbol (crecimiento más lento produce madera más dura), con el clima de crecimiento (en climas cálidos se obtienen maderas más duras), con la zona de tronco (la parte central, más antigua, son más duras que las exteriores), el grado de humedad (a medida que aumente éste, la dureza primero aumenta para posteriormente disminuir).
- Durabilidad: es la resistencia de la madera a la acción del tiempo, y es una propiedad muy aleatoria que depende de multitud de factores. Así, por ejemplo, las maderas expuestas a fuertes alternativas de humedad y sequedad durarán poco tiempo; si se empotran las maderas en el suelo, duran más si éste es arcilloso y muy poco si es calizo; aquellas maderas desarrolladas en terrenos

húmedos tienen la capacidad de durar largo tiempo sumergidas en agua, pero expuestas al aire se pudren con facilidad; en general, las maderas blandas duran menos que las duras.

- Propiedades acústicas

La madera proporciona un medio elástico adecuado a las ondas sonoras, por lo que se emplea ampliamente en la fabricación de instrumentos musicales y en la construcción de salas de conciertos, teatros y otros. Las características de la madera que más influyen sobre esta propiedad son el peso específico aparente, es decir, la humedad, el tipo de grano y la ausencia de defectos.

- Propiedades mecánicas

Las propiedades mecánicas dependen de la especie botánica del árbol y de las condiciones de crecimiento de éste, puesto que estos factores determinan la velocidad de crecimiento y la presencia de defectos. Al igual que en las propiedades físicas, el grado de humedad influye notablemente sobre las propiedades mecánicas. Por ello, éstas se referirán siempre a maderas secas, con un contenido del 12 por ciento en humedad. También resultará importante diferenciar los resultados obtenidos para las diferentes propiedades, según la dirección sobre la que se apliquen los diferentes tipos de esfuerzos.

- La resistencia a la compresión es la facilidad a ser comprimida al aplicarle un esfuerzo, el cual puede darse en dos direcciones: paralela y perpendicular al grano, siendo máxima la resistencia para la dirección paralela y mínima para la perpendicular. Por otro lado, a partir de un contenido de humedad del 30 por ciento, la

resistencia a la compresión permanece constante, pero hasta el 30 por ciento la resistencia aumenta al decrecer la humedad.

- La resistencia a la tracción: se trata de medir la resistencia de la madera cuando se aplican dos esfuerzos, en igual dirección y sentido opuesto, dirigidos hacia fuera de la pieza en estudio. Al igual que para la compresión, esta resistencia será muy pequeña si los esfuerzos son perpendiculares a las fibras, pero si se aplican paralelos a éstas se observa una gran resistencia, siendo éste un comportamiento general a la mayoría de las maderas. En cuanto a la influencia de la humedad, se observa que al aumentar ésta, disminuye la resistencia.
- Resistencia a la flexión y elasticidad: es la resistencia que opone la madera a flexionarse sin romperse ante un esfuerzo. Si el esfuerzo se aplica perpendicular a las fibras la resistencia será máxima, mientras que si es en paralelo será mínima. No obstante, defectos estructurales en la madera pueden hacer perder resistencia, al igual que una disminución de humedad y la antigüedad de la madera, es decir, las maderas húmedas son más flexibles que las secas, y las maderas jóvenes lo son más que las viejas.
- La resistencia al corte es la capacidad de la madera de resistir una carga que tiende a seccionarla por un plano normal al eje longitudinal. En general, si el esfuerzo se aplica en la dirección normal a las fibras, la resistencia será alta, mientras que en la dirección paralela es necesario realizar ensayos a fin de evaluarla.

- Hendibilidad o clivaje: es la resistencia que presenta la madera a rajarse al introducirle un clavo, es decir, la resistencia de las fibras a separarse en sentido longitudinal. En general, las maderas húmedas aceptan mejor el clavado que las secas, y las blandas que las duras.

La unidad internacional para la adquisición de madera se llama pie tabla, definiéndose como la cantidad de madera que integra un elemento de un pie de ancho por un pie de largo y por una pulgada de espesor; por lo tanto un pie tabla debe ser igual al volumen contenido en una pieza de madera de esas dimensiones.

1.2.2.10. Cimbra o formaleta

Se denomina cimbra o formaleta en la industria de la construcción a los moldes que se utilizan para contener y dar forma a los elementos estructurales de una edificación; generalmente estos elementos son fabricados en obra. Las cimbras comúnmente son de madera, aunque en la actualidad y debido al avance tecnológico se utilizan otros tipos de materiales como son: metales, fibras de carbono, fibras de vidrio, entre otros.

El concepto de cimbra en análisis de costo, se clasifica en:

- Cimbra de contacto: es aquella que durante la elaboración del elemento estructural se encuentra en contacto directo con el concreto, formando el molde y proporcionando las dimensiones y el acabado que se requiera.
- Cimbra complementaria: es aquella que sostiene al molde y ubica estructuralmente al elemento. Todos los elementos de una cimbra

pueden emplearse varias veces, pero hay que tomar en cuenta que no todos resisten el mismo número de usos.

- Factor de uso: cimbra de contacto de 4 a 6 usos, cimbra complementaria de 8 a 10 años.
- Todo molde de madera deberá proteger su superficie con una mano de lubricante (aceite quemado, diésel), para conservar la cimbra y evitar que se adhiera el concreto a ella.

1.2.2.11. La madera como elemento estructural

La madera a lo largo de los años ha sido utilizada en la construcción, por lo que es importante conocer sus ventajas como elemento estructural y los beneficios que presenta como material resistente:

- Madera para miembros estructurales

A diferencia de muchos materiales de construcción, la madera no es un material elaborado, sino orgánico, que generalmente se usa en su forma natural. De los numerosos factores que influyen en su resistencia, los más importantes son: la densidad, los defectos naturales y su contenido de humedad. A causa de los defectos y las variaciones inherentes a la madera, es imposible asignarle esfuerzos unitarios de trabajo con el grado de precisión que se hace en el acero o en el concreto. Desde el punto de vista de la ingeniería, la madera presenta problemas más complejos y variados que muchos otros materiales estructurales.

- Material estructural

Con mucha frecuencia se le llama al material estructural maderaje o madera gruesa. Debido a que la resistencia de la madera varía con el tipo de carga a la que se sujeta, y también porque el efecto del curado varía con el tamaño.

- Columnas de madera

El tipo de columna de madera que se usa con más frecuencia es la columna sólida sencilla. Consiste en una sola pieza de madera, de sección transversal rectangular. Un tipo de columna que también se considera como columna sólida sencilla es un miembro sólido de sección transversal circular; se usa con menor frecuencia que una columna de sección transversal rectangular.

Ahora que se dispone de conectores para madera, se usan constantemente columnas con separadores. Consiste en un conjunto de piezas de madera y se usan en los miembros de las armaduras que trabajan a compresión. Las columnas compuestas se hacen sujetando, con pegamento o tornillos, tablonos y miembros cuadrados. Son deficientes en cuanto a capacidad de carga. En todos los tipos de columnas, la capacidad de carga depende de la relación de esbeltez.

- Relación de esbeltez

La relación de esbeltez, de una columna sólida de madera es la relación de la longitud sin apoyo de la columna a la dimensión de su lado menor. Este lado es el más angosto de los dos caras, la relación de esbeltez es l/d , donde:

l = longitud sin apoyo de la columna, en pulgadas, y d = la dimensión del lado menor, en pulgadas.

- Tipos de vigas

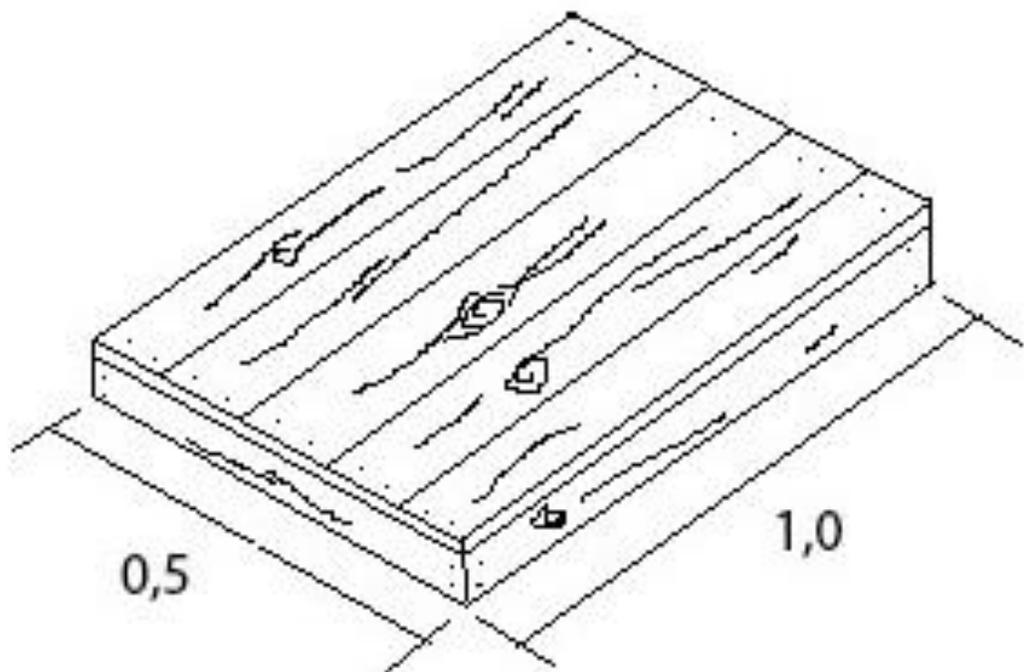
Una viga es un miembro estructural que está sujeto a cargas transversales. Generalmente, las cargas obran en un ángulo recto al eje longitudinal de la viga. Comparadas con otros miembros estructurales, las cargas sobre una viga así como el mismo peso de la viga, tienden a flexionar en vez de alargar o acortar el miembro. En las vigas simples, los apoyos están en los extremos, y las fuerzas resistentes dirigidas hacia arriba se llaman reacciones. Una trabe es una viga, pero este término se aplica a las vigas grandes. Una viga que soporta a otras vigas pequeñas se llama trabe.

En la construcción de entramados, las vigas que soportan directamente las tablas del piso se llaman viguetas. En los reglamentos de construcción mas recientes se usan los términos vigueta y tablón para identificar madera de sección transversal rectangular que tiene un espesor nominal de 2 pulgadas, pero sin incluir los de 5 pulgadas. Y anchos nominales de 4 pulgadas, o más. Las vigas que soportan cubiertas de techos se llaman pares; con frecuencia son inclinados.

En la construcción de puentes, las vigas longitudinales en las que se colocan los travesaños o durmientes se llaman largueros refiriéndose a la madera de sección transversal rectangular que tiene dimensiones nominales de 5 pulgadas o más de espesor y 8 pulgadas o más de ancho.

Una viga simple es la que descansa en un apoyo en cada extremo, sin restricciones. La mayoría de las vigas en la construcción de madera son vigas simples. Una viga volada es la que sobresale de un apoyo, como las empotradas en un muro que sobresalen del parámetro del mismo.

Figura 5. **Cajón de madera con dimensiones correspondientes**



Fuente: Laboratorio de Madera. Facultad de Ingeniería. USAC.

1.2.3. **Bloques de arena pómez**

Los bloques de arena pómez son los materiales para la construcción, utilizados normalmente para la elaboración de casas debido a su fácil colocación y los materiales que lo componen.

Figura 6. **Bloques de arena pómez**



Fuente: www.cordobavende.com. Consulta: 2 de marzo de 2013.

1.2.3.1. Definición de la arena pómez

La arena pómez proviene de depósitos formados por flujos piroplásticos, compuestos por cenizas volcánicas. En su estado natural se encuentran más o menos consolidadas.

1.2.3.2. Tipos y características de los bloques

En Guatemala se producen bloques de concreto para usos en mampostería de distintos tipos, siendo estos clasificados como bloques livianos y bloques de concreto, tomando en cuenta el peso volumétrico de las unidades y el peso específico de los agregados que hacen que tengan propiedades mecánicas y físicas distintas.

Tabla IV. **Rangos de pesos específicos de los agregados con que se fabrican bloques de concreto**

Tipo de concreto	Peso específico de agregados	
	Rango	
Concreto normal (arena de río)	2,4	2,9
Concreto liviano (arena pómez)	menor a 2,3	

Fuente: Estudio de Calidad de arena pómez en fábricas utilizadas en el municipio de Villa Nueva Guatemala, ensayo realizado en el Centro de Investigaciones de Ingeniería.

Poseer valores bajos de peso específico hace más fácil el manejo de bloques u otros elementos fabricados sobre la base de arena pómez. Por otro lado, este peso menor lleva como resultado una minimización de los requerimientos.

1.2.3.3. **Propiedades de los bloques**

Las propiedades de los bloques de arena pómez ayudan a su desempeño como material de construcción, éstas pueden observarse o realizando ensayos mecánicos, se clasifican en:

- Propiedades físicas

Densidad: a partir de la clasificación y designación según el capítulo 4 de la Norma Coguanor NGO 41 054, se determina si un bloque es pesado, mediano o liviano, definiendo así, tipo, clase y grado.

Absorción: la absorción del agua se mide como el peso del agua, expresado en porcentaje del peso seco, absorbido por la pieza sumergida en

agua según la Norma Coguanor NGO 41 054, en donde se indica con un cuadro la máxima absorción de agua en kilogramos, de agua absorbida de hormigón seco. Esta propiedad se relaciona con la permeabilidad de la pieza, con la adherencia a esta y del mortero junto con la resistencia que puede soportar.

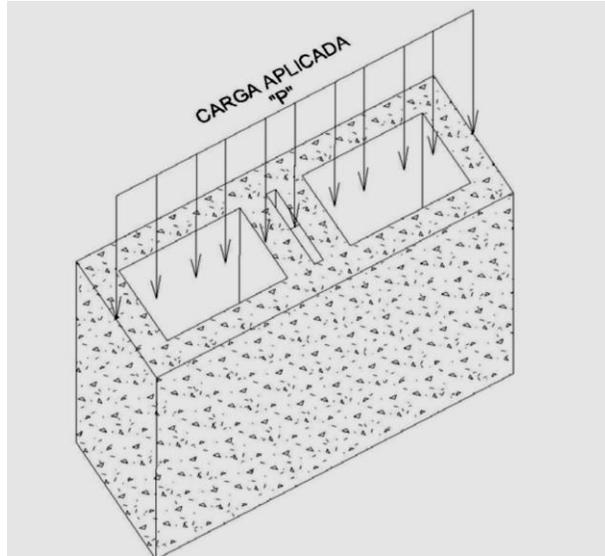
Eflorescencia: el mecanismo de la eflorescencia es simple; los materiales de construcción expuestos a la humedad en contacto con sales disueltas, están sujetos a fenómenos de eflorescencia por capilaridad al posibilitar el ascenso de la solución hacia las superficies expuestas al aire; allí el agua se evapora provocando que las sales se depositen en forma de cristales que constituyen la eflorescencia.

- Propiedades mecánicas

Resistencia a la compresión ($f'm$): la propiedad mecánica de resistencia a la compresión de los bloques, es el índice de calidad más empleado para construcciones y en ella se basan los procedimientos para predecir la resistencia de los elementos estructurales. No sólo define el nivel de su calidad estructural, sino también el nivel de su resistencia al intemperismo o cualquier otra causa de deterioro.

Los bloques deben tener una resistencia media a la compresión desde 25 a 70 kilogramos sobre centímetro cuadrado a los 28 días, dependiendo así de las características de fabricación con respecto a su capacidad de resistencia. La resistencia a la compresión axial se determina mediante la aplicación de una fuerza de compresión sobre la unidad, en la misma dirección en que trabaja en el muro.

Figura 7. **Carga aplicada a bloques de arena pómez**



Fuente: elaboración propia, realizado en programa AUTOCAD.

La falla podría producirse por aplastamiento de las piezas debido a la fuerza axial, pero también podrá presentarse por agrietamiento vertical producido por las deformaciones transversales, que acompañan a la deformación longitudinal y que en la pieza puede verse incrementada por el efecto junta; cuando el agrietamiento vertical se vuelve excesivo, éste produce la inestabilidad del elemento de mampostería y falla.

- Propiedades térmicas y acústicas

Las transmisiones de calor a través de los muros son un problema que afecta la habitabilidad y la economía de la vivienda en las zonas cálidas y frías, debido al alto costo que representa el empleo de aislantes o de calefacción, según sea el caso.

Los bloques tienen un coeficiente de conductividad térmica variable, en el que influyen los tipos de agregados que se utilice en su fabricación y el espesor del bloque. Se puede bajar la transmisión térmica de los muros revistiéndolos con acabados tradicionales en Guatemala. Con respecto a la capacidad de aislamiento acústico de los bloques viene a ser superior a la de cualquier otro tipo de material comúnmente utilizado.

1.2.3.4. Dimensionamiento de los bloques

La fabricación usualmente comprende una gama de bloques, manteniendo los parámetros establecidos, según la norma, para que los resultados de ensayos aplicados a dichas unidades sean favorables. Siendo su altura, ancho y largo diferenciándose por sus anchos: 9, 10, 14, 15, 19 y 20 centímetros, según las funciones de muro o tabique, que deba cumplir según diseño. Estas dimensiones están dadas con el objeto de modular los muros y sus uniones. Se mide en cada espécimen entero, el largo, el ancho y la altura, cada medida se obtiene como el promedio de 3 medidas en el borde y al medio en cada cara.

Los bloques de concreto deben tener una altura igual pero no mayor de 20 centímetros, un ancho menor o igual a 20 centímetros, un largo menor o igual a 40 centímetros. tomando en cuenta las discrepancias permisibles en las medidas nominales del largo, ancho y alto de (+/-)3 milímetros de las medidas reales y el grosor debe ser 2.5 centímetros., según especificaciones dadas en el capítulo 5.1.4 de la Norma Coganor NGO 41 054.

Tabla V. **Medidas principales en el dimensionamiento de los bloques**

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

Fuente: Norma COGUANOR NGO 41 054 capítulo 5.1.4.

1.2.3.5. **Porcentaje de absorción en bloques**

Es la propiedad de atrapar agua, se determina pesando la unidad seca llevándolo al horno a 110 grados centígrados, después se introduce al agua durante 24 horas para obtener la unidad de un estado seco a estado saturado superficialmente seco, período después del cual se pesa y se relaciona con su peso inicial. Si no se dispone de facilidades para secar toda la unidad o pesarla entera, estos pueden ser fraccionados en unidades pequeñas, cuyo peso no sea menor del 10 por ciento de la unidad entera y que tenga toda la altura.

El porcentaje de absorción no debe ser mayor a un 32 por ciento ni menor de 15 por ciento, según Norma Coguanor NGO 41 054 , estos límites de absorción varían según el tipo de concreto con que está elaborada la unidad de mampostería. Bajos niveles de absorción evitan la pérdida de adherencia y el origen de fisuras, ya que a mayor absorción las unidades sustraen más agua del mortero de pega, reduciendo o anulando la hidratación del cemento en la superficie que los une, así mismo absorción muy elevada, denota un alto grado de porosidad, lo cual afecta la resistencia a la compresión.

1.2.3.6. Resistencia al fuego

La seguridad contra el fuego constituye una de las consideraciones más importantes en la mayoría de los códigos. El criterio que predomina en la mayoría de ellos, consiste en el mantenimiento de la estabilidad estructural de la construcción durante el incendio y la contención del fuego. Las propiedades anti-fuego de la mampostería de bloques de hormigón, están en función del tipo de agregado y del espesor equivalente del bloque.

1.2.3.7. Procesos de fabricación

Los bloques de concreto son elementos modulares pre-moldeados diseñados para ser mampuestos de manera confinada y armada. En su fabricación sólo se requiere materiales básicos usuales, como son la piedra partida pómez, arena, cemento y agua. La granulometría es una de las características más importantes que se deben realizar al material y consiste en la determinación y distribución de los tamaños que lo conforman. Está directamente relacionada con la resistencia mecánica de la mezcla endurecida, maleabilidad, compacidad, demanda de agua, homogeneidad del concreto fresco.

- Agregado fino: el agregado fino debe cumplir con los requisitos del capítulo M6 de la norma AASHTO; su graduación debe ser la siguiente:

Tabla VI. **Tamices que definen granulometría de agregados finos**

Tamices AASHTO M92		Porcentaje que pasa el tamiz en porcentaje	
No. Tamiz	Abertura de tamiz en milímetros	De	A
3/8 "	9,5	100	
No. 4	4,75	95	100
No. 16	1,18	50	85
No. 50	0,300	10	30
No. 100	0,150	2	10

Fuente: Código AASHTO; Capítulo M6.

- Agregado grueso: el agregado grueso debe cumplir con los requisitos del capítulo M80 de la norma AASHTO; su graduación es la siguiente:

Tabla VII. **Tamices que definen granulometría de agregados gruesos**

Tamices AASHTO M92		Porcentaje que pasa el tamiz en	
No. Tamiz	Abertura de tamiz en milímetros	De	A
3/4 "	19	100	
1/2 "	12,5	90	100
3/8"	9,5	40	70
No. 4	4,75	0	15

Fuente: Código AASHTO; Capítulo M80.

- Dosificación

La dosificación de los materiales se hará por volumen, utilizando, cajones de madera o carretillas. En Guatemala los agregados con los que se cuentan generalmente son:

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

Definido el proporcionamiento de la mezcla, se acarrearán los materiales al área de mezclado. En primer lugar, se dispondrá de arena (media y fina); después, encima el agregado grueso; seguidamente se agregará el cemento, realizando el mezclado con pala o azadón. Será preciso realizar por lo menos dos vueltas de los materiales.

Después de mezclado se incorpora el agua en el centro del agujero de la mezcla, después se cubre el agua con el material seco de los costados, para continuar mezclando todo uniformemente. La mezcla húmeda debe voltearse por lo menos tres veces. Los bloques moldeados manualmente utilizan unos moldes metálicos con mecanismo de expulsión y se llenan en tres fases, es agitada la mezcla en cada fase, la última de ellas es compactada, seguido de ello se desmolda y se traslada al sitio de secado.

- Moldeado

Obtenida la mezcla se procede a vaciarla dentro del molde metálico colocado sobre la mesa vibradora; el método de llenado se debe realizar en

capas y con la ayuda de una varilla se puede acomodar la mezcla. El vibrado se mantiene hasta que aparezca una película de agua en la superficie, luego del mismo se retira el molde de la mesa y se lleva al área de fraguado, con la ayuda del pie y en forma vertical se desmolda el bloque.

- Fraguado

Una vez fabricados los bloques, éstos deben permanecer en un lugar que les garantice protección del sol y de los vientos, con la finalidad de que puedan fraguar sin secarse. El período de fraguado debe ser de 4 a 8 horas, pero se recomienda dejar los bloques de un día para otro. Si los bloques se dejarán expuestos al sol o a vientos fuertes se ocasionaría una pérdida rápida del agua de la mezcla, o bien un secado prematuro, que reducirá la resistencia final de los bloques y provocará fisuramiento del concreto. Después de ese tiempo (4 a 8 horas), los bloques pueden ser retirados y colocados en su área para curado.

- Curado

El curado de los bloques consiste en mantener los bloques húmedos para permitir que continúe la reacción química del cemento, con el fin de obtener una buena calidad y resistencia especificada. Por esto es necesario curar los bloques como cualquier otro producto de concreto. Los bloques se deben colocar en columnas de máximo cuatro unidades y dejando una separación horizontal entre ellas de dos centímetros, como mínimo, para que se puedan humedecer totalmente por todos los lados y se permita la circulación de aire.

El curado de los bloques se debe iniciar a las 3 horas de desmoldarse, rociándolos con agua; esta operación se repite cada seis horas, se riega periódicamente con agua durante siete días, o lo necesario para que no se sequen sus bordes. Se les puede cubrir con plásticos, papeles o costales húmedos para evitar que se evapore fácilmente el agua.

- **Secado y almacenamiento**

Lo más recomendado para el proceso de secado y también para el almacenamiento, es hacer un entarimado de madera, que permita utilizar mejor el espacio y al mismo tiempo evitar daños en los bloques. Es preferible utilizar los bloques después de 28 días de fabricados. La zona destinada para el almacenamiento de los bloques debe ser suficiente para mantener la producción de aproximadamente dos semanas y permitir que después del curado los bloques se sequen lentamente, debe estar totalmente cubierta para que los bloques no se humedezcan con lluvia antes de los 28 días, que es su período de endurecimiento.

1.2.3.8. Ventajas y desventajas del uso de bloques de arena pómez

Debido a la colocación y preparación de este material, se presentan ventajas y desventajas que deben tomarse en cuenta para realizar una obra con mayor eficiencia al momento de utilizarlo para la construcción:

- **Ventajas**

La construcción con bloques de concreto liviano (arena pómez) presenta ventajas económicas en comparación con cualquier otro bloque para

mampostería o bien otro sistema constructivo tradicional que utilice otro tipo de unidades, la que se pone de manifiesto durante la ejecución de los trabajos y al finalizar la obra. Estas ventajas se originan en la rapidez de fabricación, precisión y uniformidad de las medidas de los bloques, resistencia y durabilidad, desperdicio casi nulo y sobre todo por constituir un sistema modular. Esto significa que es muy importante la programación y diagramación de los detalles, previamente a la iniciación de los trabajos.

Si se compara un muro de bloques de concreto liviano, con otro de espesor equivalente, utilizando mampostería tradicional de ladrillo de barro cocido, se obtienen las siguientes conclusiones:

- Menor cantidad de mortero de asiento.
- Mayor rendimiento de la mano de obra, debido a la menor cantidad de movimientos necesarios para levantar un metro cuadrado.
- Poder utilizar el bloque en su función estructural, agiliza los trabajos y posibilita una mayor rapidez constructiva, ya que no será necesario contar con los tiempos de encofrado y tiempos de espera para desencofrado de columnas, vigas, etc., típicos de la construcción tradicional de las estructuras de concreto armado convencional de hasta dos niveles domiciliarios.
- El armado de la mampostería reforzada es muy sencillo, ya que sólo es necesario utilizar barras rectas sin ataduras solo cuando se requiere de ello según su diseño.

- Si se tiene el cuidado de realizar buenos acabados los bloques no requieren de repello, esto si el objetivo es dejarlos a la vista, ahorrando así en materiales y mano de obra.
- La ventaja con este tipo de unidad es que por su tamaño proporciona una economía en el tiempo de ejecución, en la utilización de mano de obra y en la cantidad de mortero necesaria, lo que conduce a un abaratamiento del costo de producción, además reduce el número de juntas.
- Desventajas
 - El calor a través de los muros es un problema que se presenta en las zonas cálidas, siendo así más conveniente el empleo de cavidades con aire en el interior de los muros permitiendo que se formen ambientes más agradables.
 - El bloque está expuesto a que aumente su porcentaje de absorción, ya que en la mayoría de casos es expuesto a la intemperie.
 - Para paredes expuestas a la intemperie deben de impermeabilizarse.
 - En paredes interiores requiere de acabados especiales para un mejor aspecto.
 - En obras grandes se requiere de mano de obra calificada para su colocación.

- En obras grandes las unidades deben proceder de plantas con alta tecnología de producción.

Debido a su tamaño tiende a astillamientos o agrietamientos en sus aristas, así también como grietas habituales de manipuleo en el envío y distribución.

1.2.3.9. Ensayos

Son ensayos que deben efectuarse para verificar la calidad de bloques, van de acuerdo a lo establecido en la Norma Coguanor NGO 41 054. Entre ellos están: variación de dimensiones, apariencia, absorción y compresión axial con los bloques para determinar sus características.

- Ensayo de compresión axial

Este ensayo es el índice de calidad más importante, el cual indica la capacidad que posee la unidad de soportar cargas axiales al momento de estar en función, donde los resultados deben encontrarse dentro del rango de la resistencia normal de bloques de concreto de 25 a 70 kilogramo sobre centímetro cuadrado y aproximándose a bloques de concreto tipo liviano, clase A, grado 1, 35 kilogramos sobre centímetro cuadrado.

- Ensayo de absorción

Se considera absorción de agua en un bloque, al peso de agua que contiene expresado en porcentaje del peso seco, o bien dicho el contenido de humedad total interna de un bloque, que está en la condición de saturado superficialmente seco. En donde la capacidad de absorción de la unidad se

determina por el incremento de peso de este secado al horno, después de 24 horas de inmersión en agua.

- Ensayo de calidad dimensional

Para la determinación de las características dimensionales de los bloques de concreto fabricados con piedra pómez, se deberá tomar como referencia la Norma Coguanor NGO 41 054; se tomarán 4 medidas para cada una de las dimensiones principales de cada bloque promediando luego dichas medidas.

- Ensayo de control de calidad visual

Para la determinación de las características propiamente visuales se deben de tomar en cuenta condiciones generales, que esté libre de astilladuras, grietas, agujeros, rajaduras y otros defectos que puedan afectar la resistencia mecánica y junto a ello la durabilidad del bloque, lo cual interfiere también en la colocación adecuada de estos. Según hace referencia la Norma Coguanor NGO 41 054, indica que las grietas y astilladuras deben ser menores de 25 milímetros, considerando que solo sean resultantes del manipuleo, que conlleva el traslado de las unidades, así como libre de todo tipo de impurezas que puedan provocar eflorescencia en el bloque, tomando en cuenta que si están en más del 5 por ciento del lote se rechazará.

1.2.4. Ladrillo de barro cocido

Se han utilizado como material de construcción desde la antigüedad, debido a su alta calidad, la cual ha sido mejorada con los años. Se debe tomar en cuenta los siguientes aspectos:

Figura 8. **Presentación de ladrillo de barro cocido**



Fuente: www.taringa.net. Consulta: 4 de marzo de 2013.

1.2.4.1. Generalidades de los ladrillos de barro cocido

El ladrillo hizo su aparición en la antigüedad, en aquellos lugares donde hacía falta la piedra y en su lugar tenían grandes yacimientos de arcilla. Fueron los egipcios los primeros que se distinguieron por su uso, éstos llegaron a moldear ladrillos de diversas formas, piezas esmaltadas para revestimiento y baldosas para pisos.

El ladrillo ya era conocido por los indígenas americanos de las civilizaciones prehispánicas. En regiones secas se construían casas de ladrillos de adobe secado al sol. Las grandes pirámides de los olmecas, mayas y otros pueblos eran construidas con ladrillos revestidos de piedra.

En Guatemala, fue en la época de la colonia cuando se utilizó el ladrillo a gran escala, en las construcciones de templos y edificios públicos, algunos de los cuales aún se pueden apreciar en la ciudad de Antigua Guatemala, municipio del departamento de Sacatepéquez. Después de la colonia, el ladrillo

se utilizó en un porcentaje muy bajo. No fue sino hasta después del terremoto de 1917, cuando el ladrillo se empleó en gran cantidad en las construcciones y de esa época hasta nuestros días se ha incrementado enormemente su uso

En Guatemala, fue en 1956 que el ingeniero Arturo Paiz Bolaños fundó la primera ladrillera, utilizando maquinaria de alta tecnología y de gran producción y que se ha convertido en una tradición en el país, por más de 57 años.

1.2.4.2. Especificaciones físicas y mecánicas de los ladrillos

Para identificar de mejor forma las diferentes clases de ladrillos y los diferentes usos que se le pueden dar, se ha hecho la siguiente clasificación que se muestra en la tabla según el capítulo H1 de la Norma COGUANOR 41 024:

Tabla VIII. **Clasificación, designación y usos de los ladrillos de barro cocido**

Tipos	Grados	Clases	Usos
Tipo A Ladrillos hechos a máquina.	1	Clase P, o perforado	Paredes con carga elevada, expuestas en sus dos caras, y clima lluvioso fuerte.
	2	Clase P, o perforado Clase T, o tubular	Paredes con carga moderada, expuestas en una cara, y clima con lluvia moderada.
	3	Clase P, o perforado Clase T, o tubular	Paredes con carga baja, expuestas en una cara, y clima con poca lluvia.
Tipo B Ladrillos hechos a mano.	3	Clase M, o macizo (Ladrillo tayuyo)	Paredes sin carga, clima con poca lluvia. No aptas para paredes expuestas.

Fuente: Norma COGUANOR 41 054; Capítulo H1.

El tamaño del ladrillo varía de unas naciones a otras y aún dentro de cada nación según las regiones. Así, el ladrillo corriente de España es de

28 x 14 x 4,5 centímetros, pero en Barcelona el usual es de 29 x 14,5 x 4,5 centímetros; el de Argentina es de 26 x 12 x 5,4 centímetros, y el de Cuba de 26 x 12 x 5,4 centímetros. En México al ladrillo corriente comúnmente se le llama tabique, y sus dimensiones oficiales son 28 x 14 x 7 centímetros, aunque normalmente tiene 28 x 13 x 6 centímetros. El ladrillo corriente de Norteamérica es de 20.3 x 9,5 x 6,7 centímetros.

En Guatemala, las dimensiones nominales de los ladrillos de barro cocido, que se hacen en el país según el capítulo H1 de la Norma COGUANOR 41 024, se muestran en la siguiente tabla:

Tabla IX. **Dimensiones nominales de los ladrillos de barro cocido**

Tipo	Clase	Dimensiones, en cm		
		Largo	Ancho	Espesor
Tipo A. Ladrillos hechos a máquina	Clase P, o perforado	23	11	6.5(*)
		23	14	6.5(*)
	Clase T, o tubular	23	11	6.5(*)
		23	14	6.5(*)
		29	11	6.5(*)
		29	14	6.5(*)
		29	11	9
		29	14	9
		29	14	11
		23	11	11
		29	14	14
23	23	11		
Tipo B. Ladrillos hechos a mano.	Clase M, o macizo (tayuyo)	23	11	6.5(*)
		23	14	6.5(*)

(*) Dimensiones más usadas. Las demás se fabrican a pedido especial, así como otras de uso menos frecuente que no se indican en la tabla.

Fuente: Norma COGUANOR 41 054, capítulo H1.

En los Estados Unidos, el peso específico del ladrillo de construcción va desde 1,57 libras para el ladrillo de arcilla de superficie, pesado en seco y de

cocido medio, a 2,32 libras para el ladrillo de arcilla esquistosa de barro duro y muy cocido.

En la siguiente tabla se muestran los pesos en libras de las diferentes unidades de ladrillos que se utilizan más comúnmente en Guatemala según el documento informativo de la ladrillera INMACO sobre ladrillo de barro cocido.

Tabla X. **Peso de los ladrillos de barro cocido**

Clase	Dimensiones	Peso en lb por unidad
Clase P, o perforado	6,5 x 11 x 23	6,00
	6,5 x 14 x 23	7,00
	6,5 x 14 x 29	8,00
Clase T, o tubular	6,5 x 11 x 23	4,80
	6,5 x 14 x 23	6,00
	6,5 x 14 x 29	6,80
	9 x 14 x 29	9,00
	11 x 14 x 29	10,50
	14 x 14 x 29	13,50
Clase M, macizo o tayuyo	6,5 x 11 x 23	7,00

Fuente: Norma COGUANOR 41 054, capítulo H1.

- **Absorción**

Es el porcentaje de humedad que absorben los ladrillos, los valores máximos requeridos por la Norma COGUANOR 41 024 h4, se muestran en la tabla XI.

- Resistencia a la compresión

Es un indicador de la durabilidad del ladrillo y del rendimiento potencia bajo ciertas condiciones ambientales. Los valores mínimos según la Norma COGUANOR 41 024 h2, se muestran en la tabla XI.

- Resistencia a la flexión

Se considera como el módulo de ruptura del ladrillo ensayado sobre una luz simple, bajo una carga central. Actualmente, no es considerado por las Normas COGUANOR, pero se considera para control de calidad. Puede considerársele, además, como ensayo opcional para la normalización de este material.

Tabla XI. **Requisitos físicos del ladrillo de barro cocido**

Requisitos	Tipo MQ, ladrillos hechos a máquina.					Tipo MA, hechos a mano.		
	Clase M, o macizo Clase P, o perforado			Clase T o tubular		Clase M, o macizo (tayuyo)		
	Grado 1	Grado 2	Grado 3	Grado 2	Grado 3	Grado 1	Grado 2	Grado 3
Resist. Compresión Mpa								
- Promedio de 5 unidades	12	8	4,5	8	4,5	12	8	4,5
- Individual	9	6	3,5	6	3,5	9	6	3,5
Absorción, (%) (máximo)								
- Promedio de 5 unidades	12	14	18	14	18	14	16	20
- Individual	14	16	20	16	20	16	18	24
Tolerancia en las dimensiones en mm. , máximo	± 5	± 5	± 5	± 5	± 5	± 5	± 5	± 5

Fuente: Norma COGUANOR 41 054, capítulo H1.

- Aspecto

La clase de arcilla, la manera de moldearla o conformarla, la forma y grado de cocción, influyen en el aspecto del ladrillo. La escala de colores en texturas lisas o rugosas va desde los tonos severos gris perla o crema, pasando por los colores oro y bronce y las tintas descendentes de la escala de rojos, hasta los púrpuras, marrones y aun el de bronce oscuro de cañón.

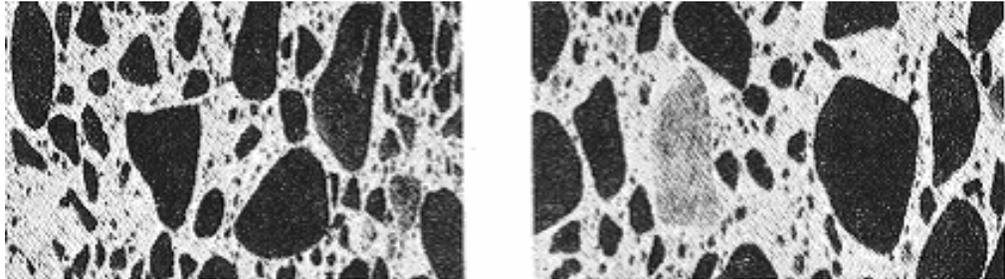
Esto aplicado para los ladrillos conocidos como corrientes. Además deben estar libres de piedrecillas expuestas y guijarros que puedan dar origen a exfoliaciones, y también estar libres de partículas de cal y otras sustancias. No se aceptarán grietas, incrustaciones, saltaduras, ampolladuras y otros defectos superficiales que afecten su resistencia a compresión o su durabilidad.

1.2.5. Concreto armado o reforzado

El concreto armado es un material compuesto, que utiliza el concreto para resistir los esfuerzos de compresión y varillas de acero para resistir los esfuerzos de tracción o tensión. El acero también se utiliza para ayudar al concreto a resistir esfuerzos de compresión.

Normalmente la resistencia se determina a los 28 días, pero puede tomarse un período menor si el concreto no recibe la totalidad de la carga.

Figura 9. **Presentación del concreto armado luego de ser colocado a los 28 días**



Fuente: www.construaprende.com. Consulta: 4 de marzo de 2013.

1.2.5.1. Definición del concreto armado

El concreto es un material utilizado en la construcción hecho a base de materiales inertes debidamente procesados que se unen para darle resistencia a la acción del cemento y el agua. Estos materiales inertes consisten en grava o piedra triturada y arena o residuos de piedra pulverizada. Los materiales inertes se les llama agregados o áridos, a las gravas se les conoce como agregado grueso y a la arena o piedra pulverizada se le llama agregado fino.

1.2.5.2. Materiales para el concreto

Las definiciones de cada uno de los elementos que conforman el concreto armado, pueden verse en el código ACI 318-08 realizado por el Instituto Americano del Concreto (ACI).

- Cemento

El cemento tiene la propiedad de formar una pasta al mezclarse con el agua. Dicha pasta se endurece con el correr del tiempo sin que las partículas componentes lleguen a separarse. Cuando se fabrica el cemento se debe tomar en consideración las normas ASTM. El cemento manufacturado se denomina cemento portland. Las especificaciones que deben de cumplir el cemento se encuentran en las Normas ASTM C-150, C-175, C-205 Y C-340. En general el cemento se compone de materiales calcáreos, que se calcinan en un horno para formar el clinker. El clinker pulverizado hasta un alto grado de finura constituye el cemento.

- Agregados

Los agregados constituyen la parte principal de los componentes del concreto. Los agregados consisten en arenas u otros materiales inertes de grano fino, normalmente no menores de un tamaño de 6 milímetros y no mayores de 7.5 centímetros.

En la tabla XII se puede apreciar los distintos porcentajes que conforman una mezcla de concreto para obtener la resistencia requerida dependiendo del trabajo a realizar:

Tabla XII. **Diseño de mezcla para 1 metro cúbico de concreto**

Resistencia del concreto en kg/cm²	Cemento	Arena m³	Piedrín m³	Aqua m³
180	7 sacos	0,46	0,91	0,16
200	7,5 sacos	0,45	0,90	0,16
210	7,75 sacos	0,44	0,88	0,16
250	8,5 sacos	0,44	0,89	0,18
280	9 sacos	0,44	0,88	0,19
300	9,5 sacos	0,43	0,88	0,20

Fuente: Construccionesyremodelaciones.bligoo.com. Consulta: 4 de marzo de 2013.

- Agua

La cantidad de agua tiene una influencia decisiva en las características del concreto. El agua empleada en el mezclado del concreto deberá ser limpia y estará libre de cantidades perjudiciales de aceites, ácidos, álcalis, sales, jabones, material orgánico, u otras sustancias que puedan ser nocivas al concreto, o al acero.

- Relación agua-cemento

La relación agua-cemento es el factor más importante con respecto a las mezclas de concreto. Una buena relación de agua-cemento ayuda al buen empleo de los materiales inertes, la resistencia y las propiedades del concreto.

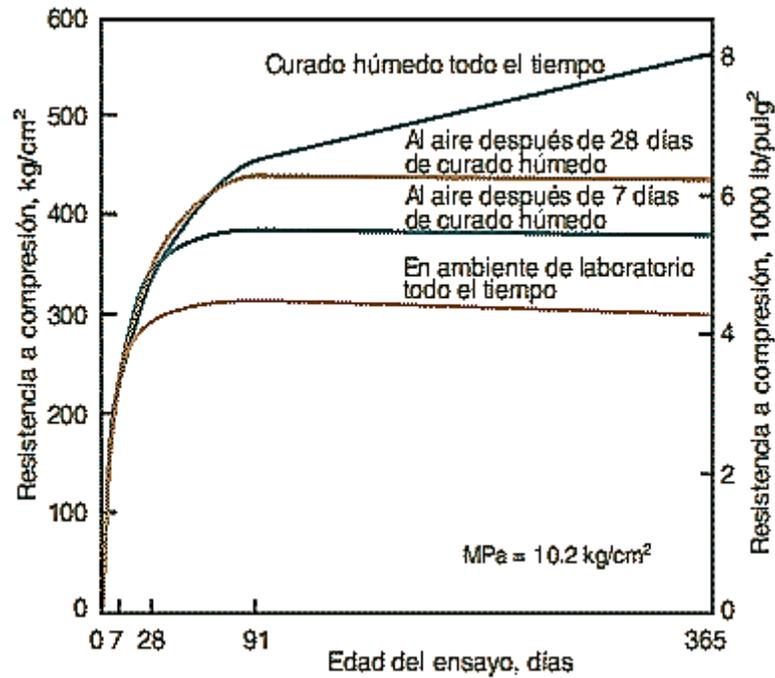
1.2.5.3. Última resistencia y dosificación de mezclas de concreto

La última resistencia de un concreto se define generalmente como la resistencia a la compresión de un cilindro o prisma de concreto hecho de un molde y curado adecuadamente durante 28 días; se designa con el símbolo f'_c y se mide según el sistema internacional en kilogramos sobre centímetro cuadrado.

Actualmente se especifican resistencias por medio de cilindros o probetas que oscilan entre 175 a 420 kilogramos sobre centímetro cuadrado según el capítulo 5.1.1 del código ACI 318-08. Para las estructuras de concreto armado, los valores usuales y aprobados están entre 210 y 280 kilogramos sobre centímetro cuadrado según el capítulo 5.3.2 del código ACI 318-08.

Según el capítulo 5.6.3 del código ACI 318-08 las muestras de ensayos de resistencia deben tomarse de acuerdo con la especificación ASTM C172. Los cilindros curados en obra deben curarse en condiciones de obra de acuerdo con la especificación ASTM C31M. Los cilindros de ensayo curados en obra deben fabricarse al mismo tiempo y usando las mismas muestras que los cilindros de ensayo curados en el laboratorio.

Figura 10. Resistencia del concreto armado en el transcurso de 28 días



Fuente www.notasdeconcretos.blogspot.com. Consulta: 4 de marzo de 2013,

1.2.5.4. Almacenamiento de materiales

El material cementante y los agregados deben de preservarse de manera que no sufran deterioro o de agentes externos que se introduzcan los materiales.

Se recomienda que si algún material es contaminado, no debe utilizarse como componente del concreto.

1.2.5.5. Preparación del equipo y lugar de colocación

Según el capítulo 5.7 del código ACI 318-08, la preparación previa a la colocación del concreto debe tomarse en cuenta el equipo y el lugar donde sea trabajado el concreto, incluye lo siguiente:

- Todo equipo de mezclado y transporte del concreto debe estar limpio.
- Deben retirarse todos los escombros en los espacios donde será ocupado el concreto.
- El encofrado o cimbra debe de estar recubierto con un desmoldante adecuado.
- Las unidades de albañilería de relleno en contacto con el concreto deben estar adecuadamente humedecidas.
- El refuerzo debe estar completamente libre de hielo o de otros recubrimientos perjudiciales.
- El agua libre debe ser retirada del lugar de colocación del concreto antes de depositarlo, a menos que se vaya a emplear un tubo para colocación bajo agua (tremie) o que lo permita la autoridad competente.
- La superficie del concreto endurecido debe estar libre de lechada y de otros materiales perjudiciales o quebradizos antes de colocar concreto adicional sobre ella.

1.2.5.6. Mezclado del concreto

Todo concreto debe mezclarse hasta que se logre una distribución uniforme de los materiales y la mezcladora debe descargarse completamente antes de que se vuelva a cargar un nuevo material.

Según el capítulo 5.8.1 del código ACI 318-08 el concreto premezclado debe mezclarse y entregarse de acuerdo con los requisitos de las especificaciones ASTM C94M y ASTM C685M.

En la Norma ASTM C94M se especifican los métodos de ensayo para determinar la uniformidad del mezclado. El tiempo necesario para mezclado depende de muchos factores, que incluyen el volumen de mezcla, su rigidez, tamaño y granulometría del agregado y la eficiencia de la mezcladora. Contemplando estos factores y que todos los materiales estén en el mezclador el tiempo es de 90 segundos, mediante una satisfacción de ensayos puede ser menor.

1.2.5.7. Transporte

El concreto debe de transportarse desde la mezcladora al sitio final de colocación evitando que en el trayecto se pierda material o segregación empleando métodos adecuados.

1.2.5.8. Colocación del concreto

El concreto debe depositarse lo más cerca posible de su ubicación final para evitar la pérdida de material debido a su desplazamiento.

La colocación debe efectuarse a una velocidad tal que el concreto conserve su estado plástico en todo momento y fluya fácilmente dentro de los espacios entre el refuerzo.

No deben colocarse en la estructura concreto que haya endurecido parcialmente, o que se haya contaminado con materiales extraños.

No debe utilizarse concreto al que después de preparado se le adicione agua, ni que haya sido mezclado después de su fraguado inicial, a menos que sea aprobado por el profesional facultado para diseñar.

1.2.5.9. Curado

El concreto debe mantenerse a una temperatura por encima de 10 grados centígrados y en condiciones de humedad por lo menos durante los primeros 7 días después de la colocación (excepto el concreto de alta resistencia inicial).

El concreto de alta resistencia inicial debe mantenerse por encima de 10 grados centígrados y en condiciones de humedad por lo menos los primeros 3 días, excepto cuando se cure de acuerdo con el capítulo 5.11.3 del código ACI 318-08.

1.2.5.10. Requisitos para el clima frío

Debe disponerse de un equipo adecuado con el fin de calentar los materiales para la fabricación del concreto y protegerlo contra temperaturas de congelamiento o cercanas a ella.

Todos los materiales componentes del concreto y todo el acero de refuerzo, el encofrado, los rellenos y el suelo con el que habrá de estar en contacto el concreto deben estar libres de escarcha.

En la norma ACI 306R^{5.17} del capítulo 5.7 en el comentario R.5.12 se proporcionan métodos satisfactorios para la colocación del concreto en clima frío.

1.2.5.11. Requisitos para clima cálido

En clima cálido debe darse adecuada atención a los materiales componentes, a los métodos de producción, al manejo, a la colocación, a la protección y al curado a fin de evitar temperaturas excesivas en el concreto o la evaporación del agua, lo cual podría afectar la resistencia requerida o el funcionamiento del elemento de la estructura.

En la Norma ACI 305R^{5.18} del capítulo 5.7 en el comentario R.5.13 se dan recomendaciones para la colocación del concreto en clima cálido y define las propiedades que se ven afectadas de los materiales debido al clima cálido y recomienda que medidas deben de tomarse para evitar resultados no deseados.

1.2.5.12. Diseño de cimbras y encofrados

El capítulo 6.1 del código ACI 318-08 dice, que el objetivo de las cimbras y encofrados es obtener una estructura que cumpla con la forma, los niveles y las dimensiones de los elementos según lo indicado, en los planos de diseño y en las especificaciones técnicas.

Las cimbras y encofrados deben ser esencialmente y suficientemente herméticos para impedir la fuga del concreto.

Las cimbras y encofrados deben estar adecuadamente amarrados entre sí, de tal manera que se conserve su posición y forma.

Las cimbras y encofrados y sus apoyos deben diseñarse de tal manera que no dañen la estructura previamente construida.

El diseño de las cimbras y encofrados deben tener en cuenta los siguientes factores:

- Velocidad y método de colocación del concreto.
- Cargas de construcción, incluyendo cargas verticales, horizontales y de impacto.
- Requisitos especiales de las cimbras y encofrados para la construcción de cáscaras, losas plegadas, domos, concreto arquitectónico entre otros.

1.2.5.13. Juntas de construcción

La superficie de las juntas de construcción del concreto debe limpiarse y debe estar libre de lechada.

Inmediatamente antes de iniciar una nueva etapa de colocación de concreto, deben mojarse todas las juntas de construcción y debe eliminarse el agua sobrante. Es importante para la integridad de la estructura, que todas las

juntas de construcción estén cuidadosamente definidas en los documentos de construcción y que se construyan según lo especificado.

Las juntas de construcción en entrepisos deben estar localizadas dentro del tercio central del vano de las losas, vigas y vigas principales. En vigas principales deben desplazarse a una distancia mínima de dos veces el ancho de las vigas que la intersecten.

Las vigas, vigas principales, capiteles de columnas, descolgados para cortante y ábacos, deben construirse monolíticamente como parte del sistema de losas, a menos que en los planos o especificaciones se indique de otro modo.

1.2.6. Estructura de acero

Los edificios con una estructura de acero, han tenido generalmente un comportamiento satisfactorio durante los sismos. Se ha observado en varias estructuras con marcos de acero, particularmente aquellas donde las conexiones entre sus elementos fueron hechas a base de soldaduras, sufrieron daños de magnitudes variables. Los daños corresponden a una disminución de la resistencia de las conexiones, producida por la condición cíclica de los esfuerzos a los cuales esas críticas conexiones son sometidas, en algunos casos la condición fue agudizada por la presencia de defectos en las soldaduras.

Figura 11. **Estructura de acero**



Fuente: www.arquis.com. Consulta: 4 de marzo de 2013

1.2.6.1. Generalidades

Cada terremoto de gran magnitud ha obligado a modificar las normas de diseño para que las mismas reduzcan los riesgos no considerados antes. Dentro de los documentos que se han estudiado, se estima que las Provisiones Sísmicas para los Edificios de Acero Estructural del código AISC (abril, 1997), incluyen las tendencias actuales de diseño. Las mismas han sido adoptadas, por referencia, en el 2000 International Building Code más conocido como IBC.

Por las razones expuestas, se adopta a los criterios generales del cuerpo central de normas recomendadas por AGIES, conociéndose como la norma AGIES NR-7-5: 2001 Edificios de Acero Estructural.

1.2.6.2. Cargas y combinaciones de carga

Las cargas y las combinaciones de cargas serán las indicadas en las normas AISC especificación LRFD, sección A4.1 excepto en los casos que específicamente son modificados por estas normas. Q_e es la componente horizontal de la fuerza sísmica E requerida por las normas de diseño. En los casos donde estas normas lo requieran se tomará una fuerza sísmica horizontal amplificada $\Omega_o.Q_e$, en vez del Q_e que aparece en las combinaciones de cargas que se muestran más abajo. El elemento Ω_o es el factor de sobrerresistencia del sistema tal como se define en las normas de diseño. En ausencia de esa definición, Ω_o será el que se muestra en la tabla XIII.

Las combinaciones de cargas adicionales que incluyen la fuerza sísmica horizontal amplificada son:

$$1,2D + 0,5L + 0,2S + \Omega_o Q_e \quad (1)$$

$$0,9D - \Omega_o Q_e \quad (2)$$

Excepción: el factor de carga que se aplica a L , que aparece en la combinación 1 será igual a 1,0 para garajes, áreas que se ocupan para reuniones públicas y todas las áreas donde la carga viva es mayor que 490 kilogramos sobre metro cuadrado. Los efectos ortogonales de los sismos deberán ser tomados en cuenta en el análisis, según se requiera en las normas de diseño, excepto donde se requiere la consideración de la carga $\Omega_o.Q_e$, en cuyos casos no será necesario tomar los efectos sísmicos ortogonales.

Tabla XIII. **Factor de sobrerresistencia del factor Ω_o**

Sistemas Sismorresistentes que satisfacen los requisitos Impuestos por la parte I	Ω_o
<p>Todos los sistemas de Marcos Sismorresistentes a base de momentos</p> <p>Marcos arriostrados Excéntricamente (MAE)</p> <p>Todos los otros sistemas</p>	<p>3</p> <p>2,5</p> <p>2</p>

Fuente: capítulo 4 inciso 4.1, Norma AGIES NR-7.5.

1.2.6.3. Materiales

El acero estructural que se use en el sistema resistente a la fuerza sísmica deberá satisfacer los requisitos de la especificación LRFD de la norma AISC, Sección A3.1a. Para edificios de más de un piso, el acero usado en los sistemas resistentes a las fuerzas sísmicas, deberán satisfacer una de las siguientes especificaciones ASTM: A36, A53, A500 (Grado B o C), A501, A572 (Grado 42 ó 50), A588, A913 (Grado 50 ó 65) o A992.

La resistencia cedente mínima especificada, para el acero usado en elementos que se espera que se comportarán inelásticamente bajo las combinaciones de cargas, no será mayor que 3 500 kilogramos sobre centímetro cuadrado a menos que, mediante ensayos u otros criterios razonables, se demuestre que el material es adecuado. Esta limitación no se aplica a columnas cuyo único comportamiento inelástico esperado sea la cedencia en su base.

1.2.6.4. Juntas con pernos

Todos los pernos serán de alta resistencia y totalmente tensionados. Todas las superficies en contacto serán preparadas tal como se requiere para juntas críticas al deslizamiento de clase A o mejores. La resistencia de diseño al corte de las juntas con pernos puede calcularse como la de las juntas del tipo de resistencia por aplastamiento.

1.2.6.5. Conexiones soldadas

Todas las soldaduras usadas en miembros primarios y sus conexiones, que forman parte del sistema resistente a la fuerza sísmica, serán hechas con un material de aporte que tenga una tenacidad Charpy V-Notch de no menos que 20 libras pie (2,8 kilogramo metro) a –20 grados Fahrenheit (-29 grados centígrados) determinada según la certificación del fabricante.

1.2.6.6. Columnas

Al igual que con otros materiales, las columnas de acero deben cumplir requerimientos y propiedades que ayudan a su funcionalidad estructural. Se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- Resistencia en columnas

La resistencia requerida a compresión axial, considerada en ausencia de cualquier momento aplicado, será determinada a partir de la combinación de carga ecuación no.1.

La resistencia requerida a tensión axial, considerada en ausencia de cualquier momento aplicado, será determinada a partir de la combinación de carga ecuación no. 2.

- Empalmes en columnas

Los empalmes de la columna que sean hechos mediante soldaduras de filete o soldaduras de ranura de penetración parcial no podrán estar ubicados dentro de la menor de las distancias siguientes, medidas a partir de sus extremos: 1,20 metros o la mitad de la altura libre de la columna entre sus conexiones viga – columna. Los empalmes de la columna que están sujetos a esfuerzos de tensión neta, calculados por la acción de la combinación de cargas ecuación no. 2.

1.2.6.7. Marcos Especiales Basados en Momentos (MERM)

Se prevé que experimentarán deformaciones inelásticas considerables cuando estén sujetos a las fuerzas resultantes de los movimientos de un terremoto de Diseño.

- Limitaciones de viga y columna

Al momento de unir vigas y columnas de acero, debe tomarse en cuenta que deben cumplirse ciertos requisitos que ayudan a que estos elementos estructurales trabajen de buena manera, se recomienda lo siguiente:

- Área del patín de viga: no es permitido usar cambios bruscos de áreas de las alas de las vigas en las regiones de formación de

articulaciones plásticas. Se permitirá la práctica de perforaciones en alas, o de corte en el ancho de las mismas siempre que se demuestre mediante ensayo que la configuración resultante podrá desarrollar articulaciones plásticas estables.

- Restricción de conexión viga-columna

Las alas de la columna en las conexiones viga- columna requieren soporte lateral solamente en el nivel de los patines superiores de las vigas, cuando se demuestra que una columna permanecerá en estado elástico afuera de la zona-panel.

Cuando no se muestre que una columna permanecerá elástica afuera de la zona-panel, entonces se aplicaran los requerimientos siguientes:

- Las alas de la columna serán soportadas lateralmente a los niveles de los patines superior e inferior de las vigas.
- Cada soporte lateral de las alas de la columna será diseñado para una resistencia requerida del 2 por ciento de la resistencia nominal de la platina de la viga. (f_y, b_f, t_b).
- Las alas de la columna serán soportadas lateralmente, ya sea directa o indirectamente, por medio del alma de la columna o por los patines de las vigas perpendiculares.

Conexiones no-restringidas: una columna que tiene una conexión viga-columna sin un soporte lateral transversal al marco sismorresistente que en la conexión exista, será diseñada utilizando la distancia vertical entre dos soportes

laterales adyacentes como la altura de la columna para el cálculo del pandeo en dirección transversal al marco sismorresistente deberá cumplir con la especificación LRFD de la Norma AISC capítulo H, excepto que:

- La resistencia requerida de la columna será determinada usando la combinación de cargas A4-5 de la especificación LRFD, excepto que E se tomará como el menor de los valores siguientes:
 - La fuerza sísmica amplificada $\Omega_o.Q_e$.
 - 125 por ciento de la resistencia de diseño del marco, basada en ya sea en la resistencia flexional de diseño de la viga o bien en la resistencia de diseño al corte de la zona-panel.
- La relación de esbeltez L/r de la columna no excederá 60.
- La resistencia flexional requerida de la columna, en dirección transversal al marco sísmico, deberá incluir el momento causado por la aplicación de la fuerza sobre el patín de la viga, especificada en la Sección 1.2.6.7.2a, en adición al momento de segundo orden que resulta del desplazamiento del ala de la columna.

1.2.6.8. Soporte lateral de las vigas

Ambas alas de las vigas serán lateralmente soportadas directa o indirectamente. La longitud no soportada entre soportes laterales no podrá exceder $175,800 R_y/F_y$. Adicionalmente se deberá poner soportes laterales

cerca de las fuerzas concentradas, cambios de secciones transversales y en otras ubicaciones donde el análisis indique que se formarán articulaciones plásticas durante las deformaciones inelásticas del MERM: si se utilizan miembros con secciones reducidas de viga, sometidos a ensayos realizados sobre modelos, la colocación de los soportes laterales para el miembro deberán ser consistentes con los usados en los ensayos.

1.2.6.9. Marcos Intermedios Resistentes Basados en Momentos (MIRM)

Se espera que muestren deformaciones inelásticas en sus miembros y conexiones cuando sean sometidos a la acción de las fuerzas resultantes de un terremoto de diseño.

- Juntas y conexiones viga-columna

El diseño de todas las juntas y conexiones viga-columna, utilizadas en el sistema resistente a fuerzas sísmicas estará basado en los resultados de ensayos cíclicos de calificación los cuales deberán mostrar un ángulo de deriva entre pisos sucesivos de por lo menos 0,2 radianes.

Los ensayos de la conexión viga-columna deberán de mostrar una resistencia flexional, determinada en la cara de la columna, que sea por los menos igual al momento plástico nominal de la viga M_p al nivel de la rotación inelástica requerida, excepto en los casos siguientes:

- Cuando la resistencia flexional de la viga esté limitada por su resistencia al pandeo, y no por la cedencia de la viga, o cuando se utilizan conexiones que incorporan una sección reducida de viga,

entonces la resistencia flexional se tomara como 0,8 del momento plástico nominal de la viga sometida a ensayo.

- Las conexiones capaces de soportar, dentro de sus propios elementos de conexión las rotaciones requeridas y que siguen manteniendo la resistencia de diseño, serán permitidas, siempre que se pueda demostrar, mediante un análisis racional, que cualquier deriva adicional resultante de la deformación de la conexión, pueda ser aceptada por el edificio. Este análisis racional deberá tomar en cuenta los efectos sobre la estabilidad global del marco incluyendo los efectos de segundo orden.
- La resistencia requerida al corte V_u de una conexión viga- columna será determinada usando la combinación 1,2D +0,5L +0,2S pero con la adición del corte que resulta de la aplicación de un momento de magnitud $1,1R_y F_y Z$ que actúa en sentidos opuestos en cada extremo de la viga como alternativas, se puede usar un valor más reducido de V_u si este se puede justificar mediante un análisis racional. La resistencia requerida al corte no tiene que ser mayor que el valor del corte resultante de la combinación de cargas de la ecuación no.1

1.2.6.10. Marcos Ordinarios Resistentes Basados en Momentos (MORM)

Serán diseñados para experimentar deformaciones inelásticas mínimas, en sus miembros y conexiones cuando sean sometidos a las fuerzas resultantes del terremoto de diseño.

- Juntas y conexiones viga-columna

Las conexiones viga-columna se realizarán con soldaduras y/o con pernos de alta resistencia. Las conexiones pueden ser de tipo RT (Rigidez Total) o del tipo RP (Rigidez Parcial) según lo que a continuación se especifica:

- Las conexiones de momento RT (Rigidez Total) que forman parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas se diseñaran para una resistencia flexional requerida M_u que es por lo menos igual a $1,1 R_y M_p$ de la viga o al momento máximo que pueda aportar el Sistema al menor de los dos. Para las conexiones que implican juntas de patines soldadas los elementos que se usan para suministrar respaldo provisional durante el proceso de soldadura deberán ser retirados, excepto que se permite dejar en su lugar el respaldo del patín superior siempre que el mismo esté unido al patín de la columna mediante una soldadura de filete continua sobre el borde que queda debajo de la soldadura de ranura de penetración completa.

Después de retirar los respaldos de soldadura, la superficie deberá ser reparada y se agregará una soldadura de filete de nivelación. Los puntos de la soldadura se quitaran y la superficie será terminada, rasada y pulida. No se utilizarán soldaduras en ranura de penetración parcial de un solo lado ni soldaduras de filete de un solo lado para resistir fuerzas de tensión en las conexiones.

Se podrán usar soldaduras de penetración parcial de doble lado y soldaduras de filete de doble lado para resistir fuerzas de tensión en las

conexiones siempre que se diseñen para resistir una fuerza requerida de $1,1 R_y F_y A_g$ del elemento o parte conectados.

Las conexiones a momento RP (de Rigidez parcial) serán permitidas cuando se reúnan todas las condiciones siguientes:

- Tales conexiones proveerán la resistencia de diseño especificada en el párrafo de RT (Rigidez Total).
- La resistencia flexional nominal de la conexión será no menos del 50 por ciento del momento plástico nominal de la viga o la columna conectada (del menor de los dos).
- La rigidez y la resistencia de las conexiones de momento RP serán consideradas en el diseño, incluyendo su efecto sobre la estabilidad global del marco.

Para las conexiones RT la resistencia requerida al corte V_u de una conexión viga-columna será determinada usando la combinación de cargas $1,2D+ 0,5L+0,2S$, además del corte que resulte de la aplicación de un momento de $1,1R_y F_y Z$ aplicado, en sentidos opuestos, en cada extremo de la viga. Como alternativa, se permite usar un valor menor de V_u siempre el que el mismo justificado por un análisis racional. Para conexiones a momentos RP, el valor de V_u será determinado partiendo de la misma combinación de carga incrementada por el corte que resulta de aplicar, en los extremos de la viga. Los momentos máximos que las conexiones RP son capaces de resistir.

- Placas o platinas o continuidad

Cuando se realizan conexiones de momento RT, uniendo directamente por medio de soldaduras los patines de vigas (o platinas de conexión de estas) con los patines de la columna, entonces se deberá proveer placas de continuidad, destinadas a transmitir las fuerzas de las platinas de la viga o el alma o las almas de la columna. Tales placas deberán tener un espesor mínimo igual al de las platinas de la viga o al de las placas de conexión. Las juntas soldadas de las placas de continuación con las platinas de la columna serán hechas ya sea con soldaduras en ranura de penetración total o con soldaduras de ranuras en ranura de penetración parcial de doble lado combinadas con un refuerzo de soldaduras de filete, o bien con soldaduras de filete de doble lado.

Cualquiera de los tres métodos deberá proveer una resistencia de diseño que será por lo menos igual a la resistencia de diseño del área de contacto de la placa con el patín de la columna. Las juntas soldadas de las placas de continuidad con el alma de la columna tendrán una resistencia de diseño al corte por lo menos igual al menor de los valores siguientes:

- La suma de las resistencias de diseño de las conexiones de la placa de continuidad de los patines de la columna.
- La resistencia de diseño al corte del área de contacto entre la placa y el alma de la columna.
- La resistencia de diseño de la soldadura que desarrolla la resistencia de diseño al corte de la zona-panel de la columna.
- La fuerza real transmitida por el rigidizador.

1.2.6.11. Marcos-armaduras Especiales Resistentes Basados en Momentos (MAEM)

Son aquellos de los cuales se espera que soporten deformaciones inelásticas significativas en un segmento especialmente diseñado de la armadura cuando se encuentre sometidos a las fuerzas inducidas por los movimientos del terremoto del diseño.

MAEM debe de limitarse a un claro máximo entre centros de columnas de 20 metros y una altura total de la armadura que no puede exceder 1,85 metros. Las columnas y los segmentos de la armadura afuera de los segmentos especiales deben de diseñarse para que permanezcan elásticos bajo las fuerzas que puedan ser generadas por segmentos especiales que han sufrido una cedencia total y un endurecimiento por deformación.

- Segmentos especiales

Toda armadura horizontal que sea parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas debe de tener un segmento especial que se debe de localizar dentro de la mitad centrada de la armadura. La longitud del segmento especial debe de estar comprendida entre 0,1 y 0,5 veces la longitud de la armadura.

La relación longitud – profundidad de cualquier panel en el segmento especial no debe exceder 1,5, ni ser menor de 0,67. Los paneles dentro del segmento especial deben de ser paneles tipo Vierendeel o paneles con arriostrado en X; no se permite la combinación de estos dos tipos ni el uso de cualquier otra configuración de armaduras con diagonales. Donde se haga uso de miembros diagonales en los segmentos especiales, ellos se utilizarán en

patrones en forma de X, separados por miembros verticales. Dichos miembros diagonales deben de interconectarse en los puntos donde se cruzan.

La interconexión debe de tener un diseño adecuado para resistir una fuerza que sea por lo menos igual al 0,25 la resistencia nominal en tensión del miembro diagonal. Conexiones perneadas no deben de usarse para los miembros de alma dentro del segmento especial.

No se permiten empalmes de los miembros de los cordones dentro del segmento especial, ni dentro de una longitud igual a la mitad de la longitud del panel a partir de los extremos del segmento especial. Las fuerzas axiales, producidas por cargas muertas más vivas factoradas, que actúan en los miembros diagonales del alma de los segmentos especiales no deben de exceder $0,03 F_y A_g$.

- Arriostramiento lateral

Los cordones superior e inferior de las armaduras deben de ser arriostrados lateralmente en los extremos del segmento especial y, a intervalos que no excedan L_p de acuerdo a la sección F1 de las especificaciones LRFD, a lo largo de toda la longitud de la armadura. Cada riostra lateral en los extremos y dentro del segmento especial debe de tener una resistencia de diseño para resistir por lo menos 5 por ciento de la resistencia nominal en compresión axial P_{nc} de los miembros de los cordones del segmento especial. Las riostras laterales fuera del segmento especial deben de tener una resistencia de diseño para resistir por lo menos 2,5 por ciento de la resistencia nominal en compresión P_{nc} del mayor de los miembros de cordón adyacentes.

1.2.6.12. Marcos Especiales Arriostrados Concéntricamente (MEAC)

Son aquellos de los cuales se espera que soporten deformaciones elásticas significativas cuando se encuentren sujetos a las fuerzas resultantes de los movimientos del Terremoto de Diseño.

- Riostras

Distribución de cargas laterales: a lo largo de cualquier línea de arriostramiento, las riostras deben de colocarse en direcciones alternas tales que, para cualquier dirección de fuerzas paralelas al arriostramiento, por lo menos 30 por ciento pero no más que 70 por ciento de la fuerza horizontal sea resistida por las riostras en tensión, a menos que la resistencia nominal de cada riostra en compresión, P_n sea mayor que la resistencia requerida P_u que resulta de la aplicación de las combinaciones de carga (1) ó (2). Para el propósito de esta provisión una línea de arriostramiento se define como una sola línea o líneas paralelas cuya separación en planta es un 10 por ciento o menos de la dimensión del edificio perpendicular a la línea de arriostramiento.

Miembros ensamblados: el espaciamiento de las soldaduras debe ser tal que la esbeltez de los elementos individuales l/r entre soldaduras no exceda 0,4 veces la esbeltez crítica del miembro ensamblado. La resistencia total de diseño al corte de las soldaduras debe ser por lo menos igual a la resistencia de diseño a la tensión de cada elemento. El espaciamiento de las soldaduras debe ser uniforme y no se debe de usar menos de dos soldaduras. No se usarán conexiones con pernos dentro del cuarto central de la longitud libre de la riostra.

- Conexiones de las riostras

Resistencia requerida: la resistencia requerida de las conexiones de riostras (incluyendo conexiones de viga-columna si estas son parte del sistema arriostrado) debe ser el menor de las siguientes:

- La resistencia nominal axial en tensión de la riostra, determinada por $R_y \cdot A_g$.
- La fuerza máxima, indicada por análisis, que puede ser transferida a la riostra por el sistema.

Resistencia a la tensión: la resistencia de diseño a la tensión de una riostra y sus conexiones, basada en los estados límite de ruptura en tensión de la sección neta efectiva y la resistencia de ruptura del bloque en corte, tal como se especifica en el capítulo D de las especificaciones LRFD.

Resistencia en flexión: en la dirección en que el análisis indique que la riostra tiende a pandear, la resistencia de diseño a la flexión de la conexión debe ser igual o mayor que la resistencia nominal a la flexión $1,1R_y M_p$ de la riostra alrededor del eje crítico de pandeo.

- Columnas

Las columnas en los MEAC deben de llenar los siguientes requerimientos:

Relación ancho-espesor: la relación ancho-espesor de elementos rigidizados y no rigidizados de elementos en compresión de columnas, deben llenar los requerimientos de la tabla B.5.1 de las especificaciones LRFD, es decir, $(\lambda < \lambda_p)$.

Empalmes: además de llenar los requerimientos de la Sección 8.3 del capítulo NR-7-5 del AGIES, los empalmes de columnas en los MEAC deben ser diseñados para desarrollar por lo menos la resistencia nominal en corte del miembro menor conectado y el 50 por ciento de la resistencia nominal en flexión de la menor sección conectada.

Los empalmes deben de ubicarse en el tercio medio de la altura libre de la columna.

1.2.6.13. Marcos Ordinarios Arriostrados Concéntricamente (MOAC)

Son aquellos de los cuales se espera que soporten limitadas deformaciones inelásticas en sus miembros y conexiones cuando se encuentren sujetos a las fuerzas resultantes inducidas por el movimiento del Terremoto de Diseño.

- Resistencia

La resistencia requerida para miembros y conexiones, excepto en los casos de conexiones de arriostramientos, en los MOAC se basará en las combinaciones de cargas 1 y 2. La resistencia de diseño de las conexiones de riostras será igual o superior a la resistencia tensional esperada de la riostra, determinada por el producto $R_y \cdot F_y \cdot A_g$. Aquellas riostras cuya relación k_l/r sea mayor que $6040/(f_y)^{1/2}$ (f_y en kilogramos sobre centímetro cuadrado) podrán ser usadas en configuraciones V ó V-invertida.

1.2.6.14. Marcos Arriostrados Excéntricamente (MAE)

Los marcos arriostrados excéntricamente deben diseñarse para soportar deformaciones inelásticas significativas en los vínculos, cuando se encuentren sujetos a las fuerzas resultantes de los movimientos del terremoto de diseño.

Las riostras diagonales, las columnas y los segmentos de las vigas fuera de los vínculos deben diseñarse para que permanezcan completamente elásticos bajo las máximas fuerzas que puedan ser generadas por los Vínculos que se hayan plastificado completamente y se hayan endurecido por deformación.

En edificios que excedan cinco niveles de altura, el piso superior de un sistema MAE se permite que sea diseñado como un MOAC o como un MEAC y todavía, ser considerado como parte de un sistema MAE para los propósitos de determinar los factores para el sistema en el código de diseño.

- Rigidizadores del vínculo

Rigidizadores del alma de altura total deben de proveerse a ambos lados del alma del vínculo en los extremos de la riostra diagonal del vínculo. Estos rigidizadores deben tener un ancho combinado no menor que $(bf-2tw)$ y un espesor no menor que $0,75 tw$ ó $1,0 \text{ cm}$, el que sea mayor, donde bf y tw son el ancho del patín y el espesor del alma del vínculo, respectivamente. Los vínculos deben ser provistos con rigidizadores del alma como sigue:

- Vínculos de longitud $1,6Mp/Vp$ ó menos deben ser provistos con rigidizadores intermedios del alma espaciados a intervalos que no

excedan $(30tw-d/5)$ para un ángulo de rotación del vínculo de 0,08 radianes o $(52tw-d/5)$ para ángulos de rotación de vínculo de 0,02 radianes o menos. La Interpolación lineal debe usarse para valores entre 0,08 y 0,02 radianes.

- Vínculos de longitud mayor que $2,6Mp/Vp$ y menor que $5Mp/Vp$ deben ser provistos con rigidizadores intermedios del alma colocados a una distancia de 1,5 veces bf de cada extremo del vínculo.
 - Vínculos de longitud entre $1,6Mp/Vp$ y $2,6Mp/Vp$ deben ser provistos con rigidizadores intermedios del alma.
 - Rigidizadores intermedios del alma no son requeridos en vínculos de longitudes mayores que $5Mp/Vp$.
 - Rigidizadores intermedios del alma de los vínculos deben tener toda la altura del alma. Para vínculos que son menores de 63 cm de altura, rigidizadores son requeridos solamente en un lado del alma del vínculo. El espesor de un rigidizador colocado de un solo lado del alma no debe ser menor que tw ó 1,0 centímetro, el que sea mayor, y el ancho no debe ser menor que $(bf/2) - tw$. Para vínculos que son de 63 centímetros o más de altura, rigidizadores intermedios similares son requeridos en ambos lados del alma.
- Conexiones del vínculo a columna

Cuando un reforzamiento en la conexión viga-a-columna en el extremo del vínculo impide la plastificación de la viga en la longitud reforzada, se permite

que el vínculo sea considerado como el segmento de viga desde el extremo del reforzamiento hasta la conexión de la riostra. Donde tales vínculos se utilizan y la longitud del vínculo no excede $1,6M_p/V_p$, no se requiere prueba de carga cíclica de la conexión reforzada si la resistencia de diseño de la sección reforzada y de la conexión es igual o excede la resistencia requerida calculada con base en el vínculo endurecido por deformación. Rigidizadores a toda la altura, deben de colocarse en la interfase del vínculo con el refuerzo.

- Apoyo lateral al vínculo

En los extremos del vínculo se debe proveer apoyos laterales tanto en el patín superior, como en el inferior. Los apoyos laterales del vínculo deben tener una resistencia de diseño del 6 por ciento de la resistencia nominal del patín del vínculo calculada como $R_y F_y b_f t_f$.

- Conexiones viga a columna

Se permite que las conexiones viga a columna, alejadas de vínculos sean diseñadas como si fueran articuladas en el plano del alma. La conexión deberá de tener una resistencia requerida capaz de resistir rotación con respecto al eje longitudinal de la viga, calculada en base a dos fuerzas iguales y opuestas de por lo menos 2 por ciento de la resistencia nominal del patín de la viga, calculada como $F_y b_f t_f$ actuando transversalmente sobre los patines de la viga.

- Resistencia requerida de la columna

Además de los requerimientos de la Sección 8 del capítulo NR-7-5 del AGIES, la resistencia requerida de las columnas debe determinarse de acuerdo

con las combinaciones de cargas A4-5 y A4-6 de la Especificación LRFD, excepto que los momentos y cargas axiales inducidas en la columna en la conexión con un vínculo o riostra no debe ser menor que 1,1 veces las cargas generadas por la resistencia nominal del vínculo, para tomar en cuenta el endurecimiento por deformación.

1.3. Características en estructuras de concreto armado

Las edificaciones de concreto reforzado son generalmente diseñadas para exhibir cierta ductilidad durante la acción de sismo severo, confinamiento del corazón de concreto puede mejorar la ductilidad de la columna de manera eficientemente. El efecto del confinamiento brindado por estribos

Figura 12. **Estructura con base de marcos estructurales de concreto armado.**



Fuente: www.arquis.com. Consulta: 5 de marzo de 2013.

1.3.1. Conceptos generales

Según el capítulo 1 de las normas estructurales AGIES NR-6 2002: Disminución de riesgos y rehabilitación, al momento de presentarse un evento sísmico se debe de realizar un sondeo acerca de los daños que presenta la estructura y recomienda las acciones que deben de tomarse para cada caso.

Se debe realizar también una evaluación de una estructura para eventos sísmicos futuros y que daños potenciales podrían ocurrir, a fin de generar un uso adecuado de la estructura y tomar las medidas de precaución necesarias para evitar consecuencias severas.

Lamentablemente, en Guatemala las normas de construcción sismorresistente que hay en vigencia, no han sido efectivamente aplicadas. Por esta razón, no es extraño que cada vez que ocurre un sismo muchas estructuras presenten fallas estructurales que afectan la vida útil de las mismas y en muchas ocasiones ya no es apta su habitabilidad.

1.3.2. Daños estructurales

En general, los movimientos sísmicos indican que en los países donde se diseña de acuerdo con una buena normativa o código sismorresistente, la construcción es sometida a una supervisión estricta y donde el sismo de diseño es representativo de la amenaza sísmica real de la zona, el daño sobre la infraestructura es mínimo en comparación con el observado en obras de ingeniería civil donde no se hace la ejecución y supervisión adecuada.

Un código o norma por sí solo no puede garantizar la seguridad contra el daño excesivo causado por un sismo, puesto que los códigos o normas son

reglamentos que establecen requisitos mínimos, los que a su vez experimentan actualizaciones continuas de acuerdo con los avances tecnológicos y las enseñanzas que dejan las investigaciones y los estudios de los efectos causados por terremotos, que no son más que pruebas de laboratorio a escala real.

La ductilidad y redundancia estructural han resultado ser los medios más efectivos para proporcionar seguridad contra el colapso, especialmente si los movimientos resultan más severos que los anticipados por el diseño. El daño severo o colapso de muchas estructuras durante sismos importantes es, por lo general, consecuencia directa de la falla de un solo elemento o serie de elementos con ductilidad o resistencia insuficiente.

A causa de sismos fuertes es común que se presenten daños estructurales en columnas, tales como grietas diagonales causadas por cortante o torsión, grietas verticales, desprendimiento del recubrimiento, aplastamiento del concreto y pandeo de las barras longitudinales por exceso de esfuerzos de flexocompresión. En vigas, se presentan grietas diagonales y rotura de estribos a causa de cortante o torsión, grietas verticales, rotura del refuerzo longitudinal y aplastamiento del concreto por la flexión que impone el sismo arriba y abajo de la sección como resultado de las cargas alternadas.

Las conexiones o uniones entre elementos estructurales son, por lo general, los puntos más críticos. En las uniones viga-columna (nudos) el cortante produce grietas diagonales y es común ver fallas por adherencia y anclaje del refuerzo longitudinal de las vigas a causa del poco desarrollo del mismo o a consecuencia de esfuerzos excesivos de flexión.

En las losas se pueden presentar grietas por punzonamiento alrededor de las columnas y grietas longitudinales a lo largo de la placa debido a la excesiva demanda por flexión que en ciertas circunstancias puede imponer el sismo. Este tipo de daños se han visto reiteradamente en muchas edificaciones sometidas a movimientos sísmicos fuertes y moderados.

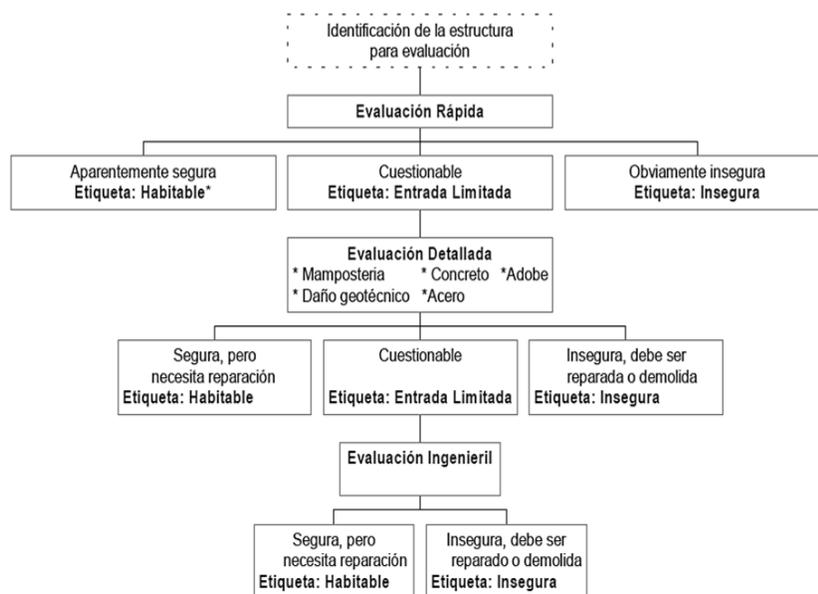
Irregularidades en altura, traducidas en cambios repentinos de rigidez entre pisos adyacentes, hacen que la absorción y disipación de energía en el momento del sismo se concentren en los pisos flexibles, donde los elementos estructurales se ven sobresolicitados. Las irregularidades en planta de masa, rigidez y resistencia pueden originar vibraciones torsionales que generan concentraciones de esfuerzos difíciles de evaluar, razón por la cual una mayor exigencia en este tipo de aspectos debe tenerse en cuenta la hora de diseñar arquitectónicamente las edificaciones.

No obstante, es importante destacar que el solo hecho de diseñar de acuerdo con un código no siempre salvaguarda contra el daño producido por terremotos severos. Las observaciones realizadas en los últimos años, indican que las construcciones rígidas se desempeñan, en general, mejor que las flexibles; particularmente en lo que respecta a la protección de los componentes no estructurales, que sufren menos daños al limitarse el desplazamiento entre pisos.

Pocos edificios se diseñan para resistir sismos severos en el rango elástico, por lo cual es necesario proporcionarle a la estructura capacidad de disipación de energía mediante tenacidad y ductilidad en los lugares en que se espera que la resistencia elástica puede ser excedida. Esto se aplica a los elementos y a las conexiones de los elementos, puntos que usualmente son los más débiles.

Según el capítulo 2.2 de la norma AGIES NR-6 2002, hay distintos tipos de evaluación que deben hacerse a las estructuras luego de un evento sísmico para dar a conocer el estado en el que se encuentra y si es segura o no.

Figura 13. **Proceso de evaluación de una estructura para su rehabilitación**



Fuente: Norma AGIES NR-6 2002, capítulo 2.2.

1.3.2.1. Nivel de operación permanente

En este caso, el edificio permanece en condiciones aptas para su uso normal, aunque tal vez con algunas limitaciones. Los sistemas de abastecimiento y servicios básicos deben quedar operando. Para cumplir con este nivel, es necesario contar con sistemas redundantes o equipos de emergencia, y se requiere una inspección rigurosa de los sistemas eléctricos y mecánicos para garantizar su correcto funcionamiento después de que han sido fuertemente sacudidos.

1.3.2.2. Nivel de operación inmediata

En este caso, únicamente se presentan daños muy limitados en la estructura y en los componentes no estructurales. Los sistemas resistentes a cargas laterales y verticales conservan casi toda la capacidad que tenían antes del evento. El daño no estructural es mínimo, de modo que los accesos y los sistemas de protección tales como puertas, escaleras, ascensores, luces de emergencia, alarmas contra incendio, etc; permanecen operacionales, siempre que se garantice el suministro de electricidad.

Podría presentarse la ruptura de vidrios y pequeños daños en conexiones o lámparas. Se espera que los ocupantes puedan permanecer dentro del edificio, aunque el uso normal del establecimiento podría estar limitado y se hace necesaria la limpieza e inspección. En general, los componentes electromecánicos se encuentran seguros y deberán operar si se lo requiere. Algunos de estos componentes podrían quedar descalibrados o sufrir desalineamientos o daños internos que imposibilitan su uso.

Podría haber falta de electricidad, de agua, problemas con las líneas de comunicación y tuberías de gas. El riesgo de lesiones severas es bajo y el edificio puede ser ocupado; sin embargo, es posible que no sea apto para su funcionamiento normal hasta que se hayan efectuado reparaciones.

1.3.2.3. Nivel de protección de la vida

Es el estado posterior al sismo en el cual se presenta daño significativo en la estructura, aunque se cuenta con un cierto rango de protección contra el colapso parcial o total. El daño es mayor que en el caso anterior. La mayoría de los componentes estructurales y no estructurales no han caído, y por lo tanto no

constituyen una amenaza dentro o fuera del edificio. Las rutas de evacuación permanecen operacionales, aunque limitadas por acumulaciones de escombros no significativas. Se pueden presentar heridos durante el sismo, pero se espera que las lesiones no sean de magnitud tal que puedan cobrar la vida de los afectados. Es posible reparar la estructura, aunque en algunos casos esto podría resultar poco práctico desde el punto de vista económico.

1.3.2.4. Nivel de prevención del colapso

El daño posterior al sismo es tal que la edificación puede sufrir un colapso parcial o total como consecuencia de la degradación de la rigidez o de la resistencia del sistema portante ante las fuerzas laterales, la deformación lateral permanente de la estructura o la disminución de su capacidad para soportar cargas verticales.

No obstante, todos los componentes básicos del sistema resistente a cargas gravitacionales pueden continuar funcionando y, aunque el edificio puede mantener su estabilidad, existe un riesgo grave de heridos debido a la caída de objetos. Es probable que no sea práctico reforzar la estructura, y el edificio no es seguro para su ocupación inmediata, puesto que las actividades consecuentes pueden inducir su colapso.

De acuerdo con lo examinado anteriormente, la evaluación del estado de una construcción existente puede hacer surgir serias dudas sobre su capacidad para soportar eventos sísmicos. En algunos países de Latino América se han desarrollado campañas de refuerzo de edificios existentes a efectos de reducir su vulnerabilidad. En principio, puede pensarse que el refuerzo debería ser obligatorio para edificios esenciales y que resulten vulnerables luego de las evaluaciones de vulnerabilidad estructural.

1.3.3. Problemas de configuración arquitectónica y estructural

Se refiere al tipo de resistencia, localización y geometría de la estructura, relación de la cual se derivan ciertos problemas de respuesta estructural ante sismos. Se debe tomar en cuenta que el planteamiento de formas y esquemas estructurales simples es castigado fuertemente por los sismos.

Y además que, lamentablemente, los métodos de análisis sísmico usuales no logran cuantificar adecuadamente la mayoría de estos problemas. De cualquier forma, dada la naturaleza errática de los sismos, así como la posibilidad de que se exceda el nivel de diseño, es aconsejable evitar el planteamiento de configuraciones riesgosas, independientemente del grado de sofisticación que sea posible lograr en el análisis de cada caso.

1.3.4. Configuración estructural

A continuación se exponen brevemente los aspectos más relevantes de la incidencia de la configuración geométrica en la respuesta sísmica de las edificaciones, así como los mecanismos correctivos. Debe hacerse énfasis en que, debido a su complejidad, y a su estrecha relación con el planteamiento de espacio y forma de la construcción, los problemas de configuración deben ser enfrentados básicamente desde la etapa de definición del esquema espacial del edificio, y en toda la etapa de diseño. Por esta razón es un tema que debe ser comprendido en toda su amplitud por los ingenieros, arquitectos y constructores.

1.3.4.1. Configuración de planta

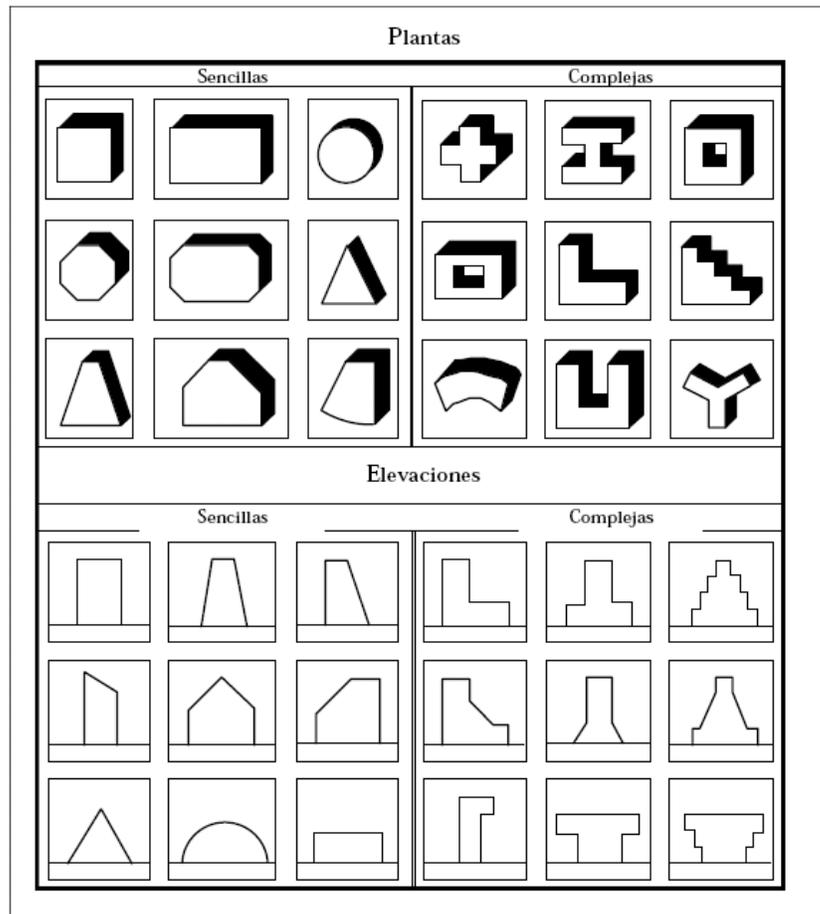
Según la norma AGIES NR- 6 2002, los edificios en forma de L, C, H y T tienen problemas en su rigidez, por lo que provocan una concentración de esfuerzos en las esquinas, lo cual también genera efectos de torsión. Esto se debe a que el centro de masa de cada tipo de las plantas anteriormente mencionadas no coincide con sus centros de rigidez respectivos por lo que se producen daños estructurales especialmente en las aristas interiores o unión de las alas.

- Longitud

La longitud en planta de una construcción influye en la respuesta estructural de la misma de una manera que no es fácil determinar por medio de los métodos usuales de análisis. En vista de que el movimiento del terreno consiste en una transmisión de ondas, la cual se da con una velocidad que depende de las características de masa y rigidez del suelo de soporte, los edificios cortos se acomodan más fácilmente a las ondas que los edificios largos.

Considerando lo anterior, el correctivo usual para el problema de longitud excesiva de edificios es la partición de la estructura en bloques por medio de la inserción de juntas de dilatación sísmica, de tal manera que cada uno de ellos pueda ser considerado como corto. Estas juntas deben ser diseñadas de manera tal que permitan un adecuado movimiento de cada bloque sin peligro de golpeteo o choque entre los diferentes cuerpos o bloques que componen la edificación.

Figura 14. **Formas sencillas y complejas en planta y elevación**



Fuente: MUÑOZ, Charo. Fundamentación para la mitigación de desastres en establecimientos de salud. p 85.

Los edificios largos son también más sensibles a las componentes torsionales de los movimientos del terreno, puesto que las diferencias de movimientos transversales y longitudinales del terreno de apoyo, de las que depende dicha rotación, son mayores.

1.3.4.2. Concentración de esfuerzos debido a cargas complejas

Debe entenderse como una carga estructural aquella que debe ser incluida en el cálculo de los elementos mecánicos (fuerzas, momentos, deformaciones, desplazamientos) de la estructura como sistema y/o de los elementos que la componen.

Las cargas estructurales son generalmente clasificadas como: cargas muertas que actúan de forma continua y sin cambios significativos, pertenecen a este grupo el peso propio de la estructura, empujes de líquidos (como en un dique) o sólidos (como el suelo en un muro de contención), tensores (como en puentes), presfuerzo, asientos permanentes; cargas vivas que son aquellas que varían su intensidad con el tiempo por uso o exposición de la estructura, tales como el tránsito en puentes, cambios de temperatura, maquinaria (como una prensa), acumulación de nieve o granizo, etcétera; cargas accidentales que tienen su origen en acciones externas al uso de la estructura y cuya manifestación es de corta duración como lo son los eventos sísmicos o ráfagas de viento.

Algunos principios básicos del cálculo estructural son:

- Aleatoriedad e incertidumbre, sobre el valor de las cargas actuantes, por lo que estas deben ser tratadas como variables aleatorias por lo que un cálculo estructural seguro incluye determinar valores estadísticos asociados a la densidad de probabilidad de cada carga. Así se define el valor característico de una carga F de efecto desfavorable como el valor tal que:

$$\text{Prob} (F \leq F_k) = 0,95$$

Para los cálculos se define el valor de dimensionado o valor de cálculo que es un valor mayorado calculado a partir del valor característico y los correspondientes coeficientes de seguridad como:

$$F_d = \gamma_F F_k$$

Donde $\gamma_F \geq 1$ es el coeficiente de mayoración de fuerzas.

- Método de los estados límites: muchas instrucciones técnicas y métodos recomendados usan este método consistente en identificar un conjunto de situaciones potencialmente peligrosas para la estructura, cuando el valor de cierta magnitud supera un cierto umbral. El cálculo estructural consiste en identificar un conjunto de magnitudes relevantes y comprobar que para todas ellas se cumple que:

$$M_d \leq M_u$$

Donde M_d es valor de cálculo previsto o valor demandado con una probabilidad alta a lo largo de la vida útil de la estructura; y M_u es el valor último (o capacidad máxima) que es capaz de proporcionar la estructura por sus características. Si el valor de cálculo previsto no supera en ningún caso la capacidad potencial de la estructura, se juzga que la estructura mantendrá la integridad estructural y será segura para su uso establecido.

- Hipótesis de carga: dadas las incertidumbres existentes sobre una estructura, y las diferentes condiciones en que puede trabajar, no resulta posible determinar mediante un único cálculo o combinación de cargas el

efecto general de las cargas. Por esa razón la mayoría de instrucciones técnicas establecen diferentes combinaciones de carga, que en su conjunto reproducen situaciones cualitativamente diferentes que pueden ocurrir durante la vida útil de una estructura.

Normalmente el cálculo y diseño de una estructura se divide en elementos diferenciados aunque vinculados por los esfuerzos internos que se realizan unos sobre otros. Usualmente a efectos de cálculos las estructuras reales suelen ser divisibles en un conjunto de unidades separadas cada una de las cuales constituye un elemento estructural y se calcula de acuerdo a hipótesis cinemáticas, ecuaciones de comportamiento y materiales diferenciados.

Los elementos estructurales lineales y bidimensionales más comunes son:

Tabla XIV. **Elementos estructurales comunes para esfuerzos predominantes**

Solicitaciones predominantes	Unidimensionales		Bidimensionales	
	rectos	curvos	planos	curvos
Flexión	viga recta, dintel, arquitrabe	viga balcón, arco	placa, losa, forjado, muro de contención	lámina, cúpula
Tracción	cable tensado	catenaria	membrana elástica	
Compresión	pilar		muro de carga	

. Fuente: www.wikipedia.com. Consulta: 5 de marzo de 2013.

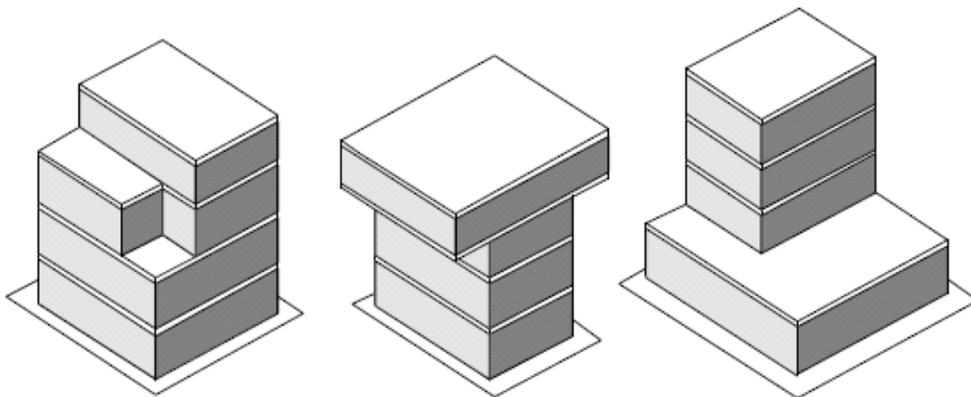
1.3.4.3. Problemas de configuración en altura

Según el capítulo 2.12.3.1 del AGIES NR-6 2002 pueden suceder daños estructurales en los puntos en la sección vertical donde se dan los cambios bruscos. Se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- Escalonamientos

Los escalonamientos en los volúmenes de un edificio se presentan habitualmente por exigencias urbanísticas de iluminación, proporción, etc. Sin embargo, desde el punto de vista sísmico, son causa de cambios bruscos de resistencia y rigidez; por lo tanto, traen consigo la concentración de fuerzas que producen daño en los pisos aledaños a la zona del cambio brusco.

Figura 15. Ejemplos de escalonamientos



Fuente: MUÑOZ, Charo. Fundamentación para la mitigación de desastres en establecimientos de salud. p 87.

1.3.5. Configuración estructural

Al momento de diseñar una estructura, se deben tomar en cuenta componentes que afectan directamente los elementos estructurales al ser afectados por una carga sísmica, los más usuales son:

1.3.5.1. Concentraciones de masa

El problema en cuestión es ocasionado por altas concentraciones de la masa en algún nivel determinado del edificio que se puede deber a la disposición en él de elementos pesados, tales como equipos, tanques, bodegas, archivos, etc. El problema es mayor en la medida en que dicho nivel pesado se ubica a mayor altura, debido a que las aceleraciones sísmicas de respuesta aumentan también hacia arriba, con lo cual se tiene una mayor fuerza sísmica de respuesta allí y por ende una mayor posibilidad de volcamiento del equipo.

Por lo anterior, en el diseño arquitectónico es recomendable disponer los espacios que representen pesos inusuales en sótanos o en construcciones aisladas aledañas al cuerpo principal del edificio. En casos en los que por razones topográficas se deba tener almacenamientos de agua elevados, debe preferirse construir torres independientes para ese fin, en lugar de adosarlas al edificio principal.

1.3.5.2. Columnas débiles

Las columnas dentro de una estructura tienen la vital importancia de ser los elementos que transmiten las cargas a las cimentaciones y mantienen en pie a la estructura, razón por la cual cualquier daño en este tipo de elementos

puede provocar una redistribución de cargas entre los elementos de la estructura y traer consigo el colapso parcial o total de una edificación.

Por lo anterior, el diseño sísmico de marcos estructurales (estructuras formadas preferentemente por vigas y columnas) busca que el daño producido por sismos intensos se produzca en vigas y no en columnas.

Sin embargo, muchos edificios diseñados según códigos de sismorresistencia han fallado por esta causa. Estas fallas pueden agruparse en dos clases:

- Columnas de menor resistencia que las vigas
- Columnas cortas
Varias son las causas de que el valor de la longitud libre se reduzca drásticamente y se considere que se presenta una columna corta:
 - Confinamiento lateral parcialmente en la altura de la columna por muros divisorios, muros de fachada, muros de contención, etc.
 - Disposición de losas en niveles intermedios.
 - Ubicación del edificio en terrenos inclinados.

Las columnas cortas son causa de serias fallas en edificios bajo reacciones sísmicas debido a que su mecanismo de falla es frágil.

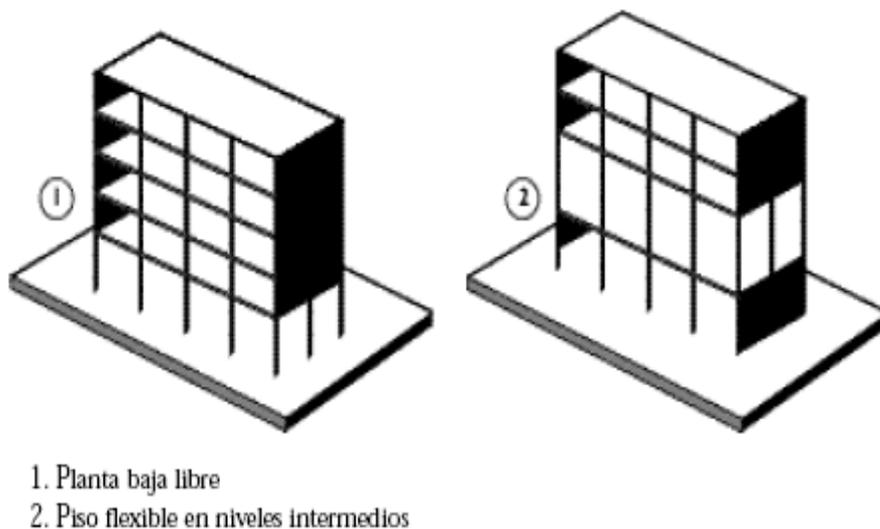
1.3.5.3. Pisos blandos

Varios tipos de esquemas arquitectónicos y estructurales conducen a la formación de los llamados pisos débiles, suaves o blandos, es decir, pisos que son más vulnerables al daño sísmico que los restantes, debido a que tienen menor rigidez, menor resistencia o ambas cosas:

La presencia de pisos blandos se puede atribuir a:

- Diferencia de altura entre pisos
- Interrupción de elementos estructurales verticales en el piso

Figura 16. Ejemplos de edificios con irregularidad tipo piso blando



Fuente: MUÑOZ, Charo. Fundamentación para la mitigación de desastres en establecimientos de salud. p 90.

La figura VII se da frecuentemente por la búsqueda de volúmenes mayores en ciertos niveles de la construcción, generalmente por razones técnicas o estéticas simbólicas (imagen del edificio en los niveles de acceso, etc.). Esto conduce a que en los pisos en cuestión se presente un debilitamiento de la rigidez, debido a la mayor altura de los elementos verticales.

La interrupción de elementos verticales de la estructura ha probado ser la causa de múltiples colapsos parciales o totales en edificios sometidos a sismos, sobre todo cuando la interrupción de los elementos verticales resistentes (muros y columnas) se presenta en los pisos inferiores. La razón del deslizamiento del piso recae en que el nivel en que se interrumpen los elementos es más flexible que los restantes, con lo que aumenta el problema de estabilidad, pero además porque se origina un cambio brusco de rigidez que ocasiona una mayor acumulación de energía en el piso más débil.

Los casos más usuales de interrupción de elementos verticales, que ocurre generalmente por razones espaciales, formales o estéticas, son los siguientes.

- Interrupción de las columnas
- Interrupción de muros estructurales (muros de corte)
- Interrupción de muros divisorios o tabiques alineados a marcos estructurales

1.3.5.4. Excesiva flexibilidad estructural

La excesiva flexibilidad de la edificación ante cargas sísmicas puede definirse como la susceptibilidad a sufrir grandes deformaciones laterales entre los diferentes pisos, conocidas como derivas. Las principales causas de este problema residen en la excesiva distancia entre los elementos de soporte (claros o luces), las alturas libres y la rigidez de los mismos. Dependiendo de su grado, la flexibilidad puede traer como consecuencias:

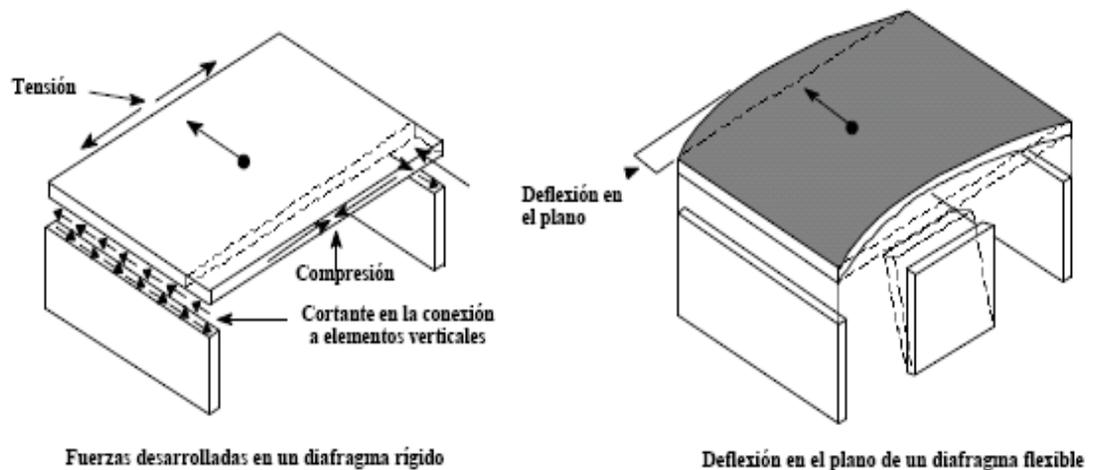
- Daños en los elementos no estructurales adosados a niveles contiguos
- Inestabilidad del o los pisos flexibles, o del edificio en general
- No aprovechamiento de la ductilidad disponible

1.3.5.5. Excesiva flexibilidad del diafragma

Un comportamiento excesivamente flexible del diafragma de piso implica deformaciones laterales no uniformes, las cuales son en principio perjudiciales para los elementos no estructurales adosados al diafragma.

Adicionalmente, la distribución de fuerzas laterales no se hará de acuerdo a la rigidez de los elementos verticales.

Figura 17. **Comportamiento flexible del diafragma**



Fuente: MUÑOZ, Charo. Fundamentación para la mitigación de desastres en establecimientos de salud. p 92.

Son varias las razones por las cuales puede darse este tipo de comportamiento flexible. Entre ellas se encuentran las siguientes:

- Flexibilidad del material del diafragma

- Relación de aspecto (largo/ancho) del diafragma

Por tratarse de un trabajo a flexión de este tipo de elementos, mientras mayor sea la relación largo/ancho del diafragma, mayores pueden ser sus deformaciones laterales. En general, los diafragmas con relaciones de aspecto superiores a 5 pueden considerarse flexibles.

- Rigidez de la estructura vertical

La flexibilidad del diafragma debe juzgarse también de acuerdo con la distribución en planta de la rigidez de los elementos verticales. En el caso

extremo de un diafragma en el que todos los elementos verticales tengan igual rigidez es de esperarse un mejor comportamiento del diafragma que en el caso en el cual tengan grandes diferencias en este punto.

- **Aberturas en el diafragma**

Las aberturas de gran tamaño practicadas en el diafragma para efectos de iluminación, ventilación y relación visual entre los pisos, ocasionan la aparición de zonas flexibles dentro del diafragma, las cuales impiden el ensamblaje rígido de las estructuras verticales.

Las soluciones al problema de excesiva flexibilidad del diafragma son múltiples, y dependen de la causa que la haya ocasionado. Las grandes aberturas en el diafragma deben estudiarse con cuidado, con el fin de proveer mecanismo de rigidización o, si esto no es posible, segmentación del edificio en bloques.

1.3.5.6. Torsión

La torsión ha sido causa de importantes daños de edificios sometidos a sismos intensos, que van desde la distorsión a veces visible de la estructura (y por tanto su pérdida de imagen y confiabilidad) hasta el colapso estructural.

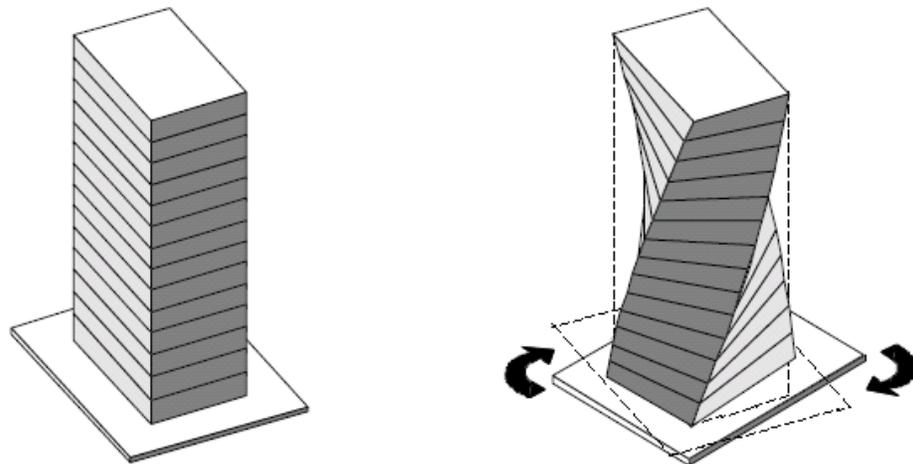
La torsión se produce por la excentricidad existente entre el centro de masa y el centro de rigidez. Algunos de los casos que pueden dar lugar a dicha situación en planta son:

- Posición de elementos rígidos de manera asimétrica con respecto al centro de gravedad del piso

- Colocación de grandes masas en forma asimétrica con respecto a la rigidez
- Combinación de las dos situaciones anteriores

Debe tenerse presente que los muros divisorios y de fachada que se encuentren aproximados a la estructura vertical tienen generalmente una gran rigidez y, por lo tanto, habitualmente participan estructuralmente en la respuesta al sismo y pueden ser causantes de torsión, como en el caso de los edificios de esquina.

Figura 18. **Torsión**



Fuente: MUÑOZ, Charo. Fundamentación para la mitigación de desastres en establecimientos de salud. p 85.

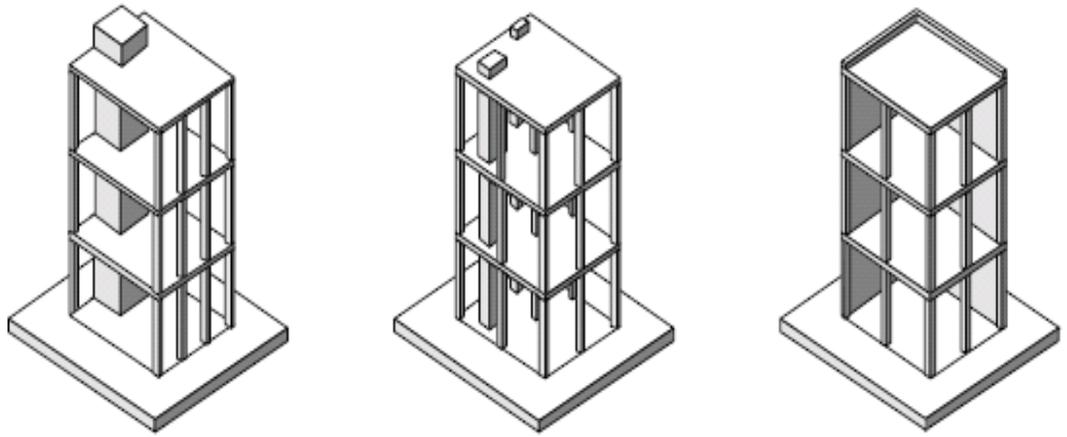
Cuantitativamente, puede considerarse que una excentricidad entre el centro de la masa y de rigidez es grande cuando supera el 10 por ciento de la dimensión en planta bajo análisis. En un caso así deben tomarse medidas correctivas en el planteamiento estructural del edificio.

Si se contempla además la situación en altura, el panorama de la torsión puede complicarse aún más cuando hay irregularidades verticales, como los escalonamientos. En efecto, la parte superior del edificio transmite a la inferior un cortante excéntrico, lo cual provoca torsión del nivel de transición hacia abajo, independientemente de la simetría o asimetría estructural de los pisos superiores e inferiores.

Como todos los problemas de configuración, el de la torsión debe ser enfrentado desde la etapa de diseño y de forma de la edificación. Los correctivos necesarios para el problema de la torsión pueden resumirse en general en los siguientes puntos:

- Las torsiones deben ser consideradas inevitables, debido a la naturaleza del fenómeno y a las características de la estructura. Por esta razón, se sugiere proveer a los edificios de rigidez, mediante la cual se busca reducir la posibilidad de giro en planta.
- A efectos del control de la torsión, debe estudiarse con cuidado el planteamiento de la estructura en planta y en altura, así como la presencia y la necesidad de aislamiento de los muros divisorios no estructurales que puedan intervenir estructuralmente en el momento de un sismo. Finalmente, el objetivo debe ser proveer a la estructura con la mayor simetría posible de la rigidez con respecto a la masa.

Figura 19. **Torsión por muros excéntricos**



Fuente: MUÑOZ, Charo. Fundamentación para la mitigación de desastres en establecimientos de salud. p 85.

2. ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UNA ESTRUCTURA SISMORRESISTENTE

2.1. Introducción al comportamiento de las estructuras

La finalidad del análisis global de pórticos estructurales de concreto armado es obtener la distribución de los esfuerzos y los correspondientes desplazamientos de la estructura sometida a una carga dada. Para conseguir este propósito es necesario adoptar modelos adecuados, basados en varias suposiciones que incluyen tanto el comportamiento geométrico de la estructura y sus elementos como el comportamiento de las secciones y las uniones.

2.1.1. Generalidades

En el capítulo 21 del código ACI 318-08, se puede consultar el contenido de las disposiciones para el diseño y la construcción de los elementos de concreto armado de una estructura en la cual las fuerzas de diseño, relacionadas con los movimientos sísmicos se han determinado con base en la disipación de energía en el rango no lineal de respuesta, aunque muchos de los conceptos que en este capítulo se refieren son descritos en el Formulario-Prontuario de estructuras. Vol. 1. Autor: Miguel A. Serrano.

Una vez calculados los esfuerzos y los desplazamientos, es necesario realizar varias comprobaciones en la estructura y en sus componentes (elementos y uniones).

Estas comprobaciones dependen del tipo de análisis realizado y del tipo de verificación de las secciones (es decir, el criterio de estado límite último) adoptado.

En general la comprobación ante cada estructura se realiza en dos fases: determinación de los efectos de las acciones (esfuerzos y desplazamientos de la estructura) y comparación con los correspondientes estados límites. Son admisibles los siguientes procedimientos:

- Los basados en métodos incrementales que, en régimen no lineal, adecuen las características elásticas de secciones y piezas al nivel de esfuerzos actuantes.
- Los que se basan en métodos de cálculo en capacidad. Por ejemplo para el dimensionado de las uniones se puede partir no de los esfuerzos del análisis global sino de los máximos esfuerzos que les transmitan las piezas a conectar.

2.1.2. Concepto estructural

La forma de la estructura debe basarse en las funciones que vaya a desempeñar. Los elementos que la conforman tienen gran importancia. Se precisa clasificar los elementos estructurales en categorías:

2.1.2.1. Elementos principales

Incluyendo los marcos principales, sus uniones y sus cimentaciones, que constituyen la vía para transmitir las cargas horizontales y verticales que actúan sobre el edificio al terreno.

2.1.2.2. Elementos secundarios

Como vigas secundarias, que transmiten las cargas a los elementos principales como las vigas primarias y marcos estructurales, los cuales luego transfieren la carga al terreno.

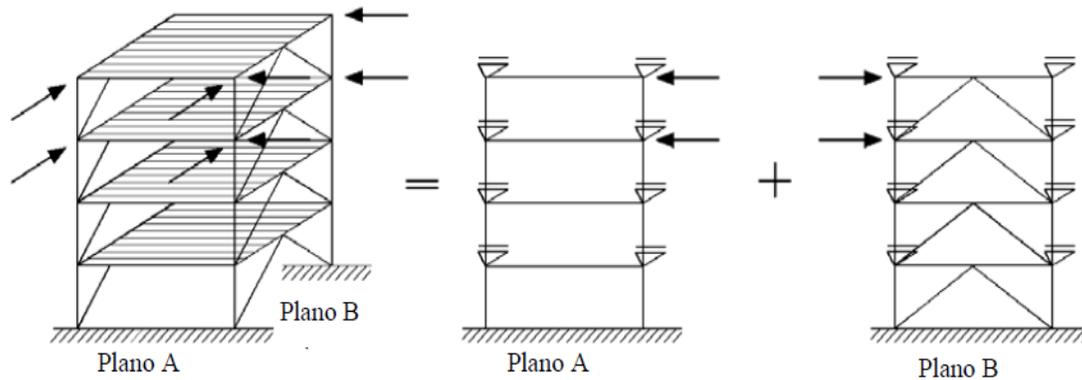
2.1.2.3. Otros elementos

Elementos que sólo transmiten cargas a los elementos principales o secundarios. Por ejemplo: cubiertas, tabiques divisorios, etc. En los casos donde las tres categorías de elementos estén sujetas a diferentes requisitos de seguridad, deberán modelizarse de forma separada si fuera necesario.

2.1.3. Comportamiento especial

Una alternativa al análisis de la estructura principal como un marco tridimensional puede ser el análisis como dos series de marcos planos independientes trabajando en dos direcciones horizontales perpendiculares entre sí, como se muestra en la figura 20, siempre que cada pórtico plano tenga suficiente arriostramiento en dirección transversal al propio plano para asegurar su estabilidad lateral.

Figura 20. **Comportamiento especial de marcos estructurales**



Fuente: elaboración propia, realizado en programa AUTOCAD.

2.2. Modelos de comportamiento estructural

Cuando la estructura presenta cargas laterales, los diferentes modelos cumplen un papel importante en la eficiencia de la misma. Son 2 tipos de modelos los que existen:

2.2.1. Modelos de piezas

Son piezas de acero, se representarán mediante modelos unidimensionales o bidimensionales de acuerdo a sus dimensiones relativas. Deben cumplir las siguientes condiciones:

- Si la relación entre las dos dimensiones fundamentales de la pieza es ≤ 2 , deberán usarse modelos bidimensionales.
- Las luces de cálculo de las piezas unidimensionales serán las distancias entre ejes de enlace. En piezas formando parte de entramados o marcos,

estos ejes coinciden con las intersecciones de la directriz de la pieza con las de las adyacentes. En piezas embutidas en apoyos rígidos de dimensión importante en relación con su canto, puede situarse idealmente el eje en el interior del apoyo a medio canto de distancia respecto del borde libre.

- En el análisis global de la estructura las piezas se representarán considerando sus secciones brutas, salvo en secciones de clase 4.
- La rigidez en torsión de las piezas puede ser ignorada en el análisis en los casos en que no resulte imprescindible para el equilibrio.

2.2.2. Modelos de uniones

Son modelos de enlace entre 2 o más piezas deben representar adecuadamente la geometría, la resistencia y la rigidez de la unión. Deben cumplir las siguientes condiciones:

- Según su resistencia, las uniones pueden ser articulaciones, de resistencia total o de resistencia parcial.
- Según su rigidez, las uniones pueden ser articuladas, rígidas o semirrígidas, según que su rigidez a la rotación sea nula, total o intermedia.
- Los métodos de análisis globales utilizados y las hipótesis adoptadas respecto al comportamiento de las uniones deben ser coherentes. De modo que cuando se lleve a cabo un análisis global elástico se considerará el comportamiento de la unión solo en función de su rigidez.

Si se realiza un análisis global elastoplástico se deberá considerar el comportamiento de la unión según su resistencia y rigidez y en caso de llevar a cabo un análisis global rígido-plástico, para modelar el comportamiento de las uniones bastará considerar su resistencia.

- Las uniones semirrígidas entre cada dos barras se podrán modelar como un resorte que une los ejes de las barras que concurren en el nudo.

2.3. Imperfecciones a considerar en el análisis

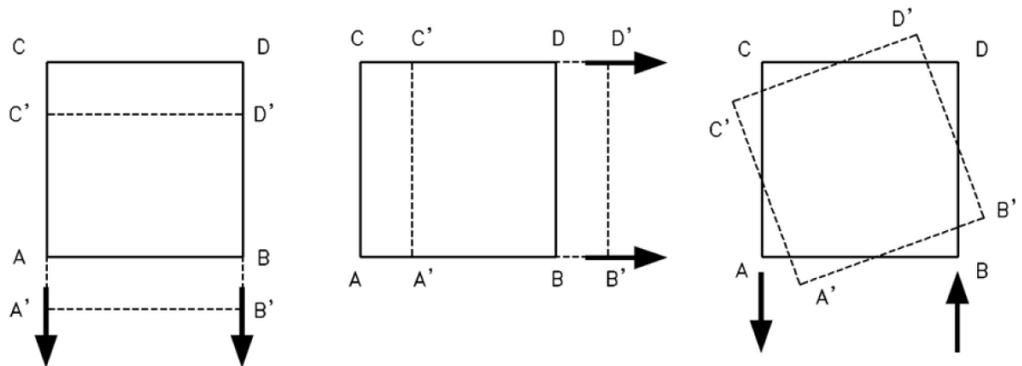
Cuando la rigidez de la estructura frente a las acciones horizontales no esté garantizada será necesario llevar a cabo un análisis en segundo orden que tenga en cuenta su deformación y la influencia de ésta en los esfuerzos, en lugar del simple análisis en primer orden que considera la estructura en su posición inicial (sin influencia de las deformaciones). Además el análisis de segundo orden de las estructuras reales debe considerar los efectos de las tensiones residuales sobre la respuesta no lineal de los materiales, las inevitables imperfecciones geométricas, las excentricidades y los defectos de fabricación y montaje.

En general, estos efectos se incorporan en los análisis estructurales adoptando unas imperfecciones geométricas equivalentes. Concretamente se deben considerar:

2.3.1. Imperfecciones en el análisis global de la estructura

La geometría del modelo de cálculo deberá ser el resultado de incorporar a la geometría teórica de la estructura, las imperfecciones geométricas equivalentes, establecidas de forma que produzcan los efectos más desfavorables. En general, es necesario estudiar la posibilidad de pandeo global de la estructura en su plano y fuera de él, aunque de forma no simultánea. Además, en aquellas estructuras de baja rigidez global torsional será, asimismo, necesario controlar la posibilidad de un pandeo generalizado por torsión, antimétrico, como consecuencia de aplicar las imperfecciones en sentido contrario sobre dos caras opuestas de la estructura.

Figura 21. Posibles formas de inestabilidad, por translación o torsión de una estructura



Fuente: elaboración propia, realizado en programa AUTOCAD.

Para obtener las imperfecciones laterales globales equivalentes de una estructura porticada se considera un desplome lineal en altura dado por:

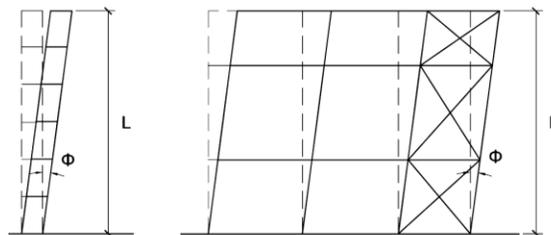
$$\varphi_0 = \varphi_0 \times \alpha_h \times \alpha_m \left\{ \begin{array}{l} \varphi_0 = \frac{1}{200} \\ \alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \quad \text{con } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0 \\ \alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)} \end{array} \right.$$

Siendo:

- φ_0 = valor de base de la imperfección lateral: $\varphi_0 = 1/200$
- α_h = coeficiente reductor para la altura 'h' (en metros) de la estructura
- α_m = coeficiente reductor para el número de alineaciones, 'm', de pilares comprimidos

En 'm' sólo se contabilizan los elementos solicitados por una compresión, N_{Ed} , $\geq 50\%$ de la media por elemento, en el plano de pandeo e hipótesis de carga considerados.

Figura 22. **Inestabilidad en elevaciones laterales**



Fuente: elaboración propia, realizado en programa AUTOCAD.

En estructuras en base a marcos estructurales, la imperfección lateral global "φ" podrá omitirse, para una cierta hipótesis de carga y modo de pandeo, se verifica siendo:

$$\frac{H_{ed}}{V_{ed}} \geq 0,15$$

- H_{ed} : suma de las acciones horizontales solicitantes, incluyendo las fuerzas horizontales equivalentes de las imperfecciones geométricas globales.
- V_{ed} : resultante de las acciones verticales totales, en la base del edificio.

Para marcos estructurales es suficiente a efectos de estabilidad tomar un desplome lineal en altura, de valor $L/200$, en cada dirección analizada, si en esa dirección hay sólo dos soportes y una altura, y un desplome de $L/400$ si hay al menos cuatro soportes y tres alturas. Para situaciones intermedias puede tomarse el valor $L/300$, siendo L la altura total del edificio si es constante, y la altura media si es ligeramente variable.

2.3.2. Imperfecciones de los elementos para el análisis global

En el análisis de la inestabilidad global de las estructuras traslacionales, deberá ser considerada, además de la imperfección global de la estructura asociada al desplome, la influencia de las imperfecciones a nivel local de las barras cuando éstas sean esbeltas y se cumplan las condiciones siguientes:

- Que al menos uno de los dos nudos extremos del elemento no se pueda considerar como articulado.
- Que su esbeltez adimensional, en el plano de pandeo considerado, calculada como barra biarticulada en sus extremos, sea tal que:

$$\bar{\lambda} > 0,5 \sqrt{\frac{A(fy)}{N_{ed}}}$$

Siendo:

λ = esbeltez adimensional del elemento en el plano.

N_{ed} = valor de cálculo de la compresión del elemento

Esta condición equivale a que el axil de cálculo del elemento, N_{Ed} , para la hipótesis de carga analizada sea superior al 25 por ciento de su carga crítica de Euler (N_{cr}). En dichos casos puede adoptarse una curvatura inicial equivalente en los elementos comprimidos afectados, con forma parabólica de segundo grado y una flecha máxima e_0 , tal que:

Tabla XV. **Método de análisis global de la estructura**

Tipo curva de pandeo	Método de análisis global de la estructura	
	Análisis global elástico	Análisis global plástico
	e_0	e_0
a_0	L/350	L/300
a	L/300	L/250
b	L/250	L/200
c	L/200	L/150
d	L/150	L/100

Fuente: elaboración propia, realizado en programa Excel.

Cuando algún pilar presente un coeficiente de reducción por pandeo, χ menor de 0,85 el modelo de pórtico deberá incluir las imperfecciones locales de dichos pilares además de las globales. En estos casos el pandeo de los pilares para el plano considerado queda ya representado en el modelo global.

Tabla XVI. **Casos de pandeo menores de 0,85**

Curva de pandeo	a ₀	a	b	c	d
Análisis global elástico	1/350	1/300	1/250	1/200	1/150
Análisis global plástico	1/300	1/250	1/200	1/150	1/100

Fuente: elaboración propia, realizado en programa Excel.

2.3.3. Sistema de fuerzas equivalentes a las imperfecciones

Los efectos de las imperfecciones laterales globales y de las curvaturas iniciales en los elementos comprimidos pueden asimilarse a unos sistemas de fuerzas transversales equivalentes, proporcionales a las cargas verticales aplicadas en la carga correspondiente, y estimadas como sigue para cada elemento:

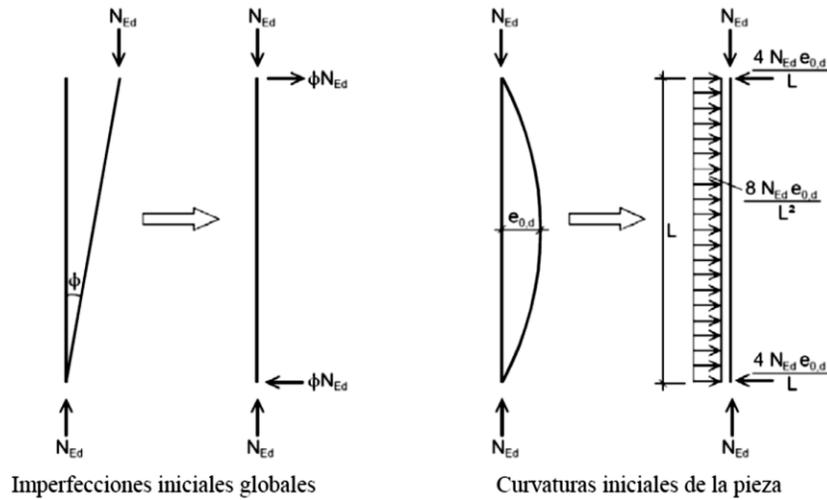
- Para el caso de defectos iniciales de desplome de elementos comprimidos:

$$H_{td} = \emptyset N_{ed}$$

Para curvaturas iniciales en piezas comprimidas cuando haya que considerarlas:

$$q_{td} = \frac{8 (N_{ed})(e_{0,d})}{L^2}; \quad H_{td} = \frac{4 (N_{ed})(e_{0,d})}{L}$$

Figura 23. **Sistemas de fuerzas equivalentes a imperfecciones**

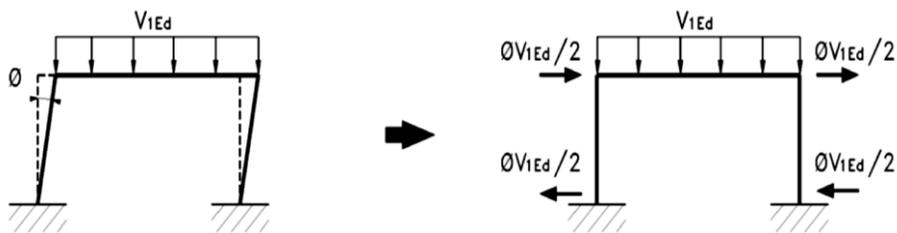


Fuente: elaboración propia, realizado en programa AUTOCAD.

2.3.3.1. Marco de edificación de una altura

Las 2 fuerzas transversales equivalentes por defectos de verticalidad ($\phi V_{1Ed}/2$) se aplican a la altura del dintel y son proporcionales a la carga vertical V_{1Ed} sobre el dintel.

Figura 24. **Marco estructural de una altura**

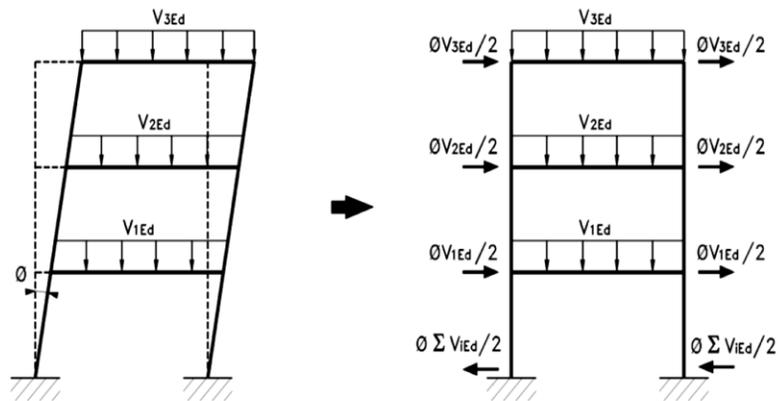


Fuente: elaboración propia, realizado en programa AUTOCAD.

2.3.3.2. Pórtico de edificación de varias plantas

Las dos fuerzas transversales equivalentes ($\phi V_{iEd}/2$) se aplican en los nudos de cada nivel de forjado de piso y de cubierta, resultando proporcionales al valor de las cargas verticales V_{iEd} aplicadas sobre la estructura en dicho nivel.

Figura 25. Marco estructural de varias plantas

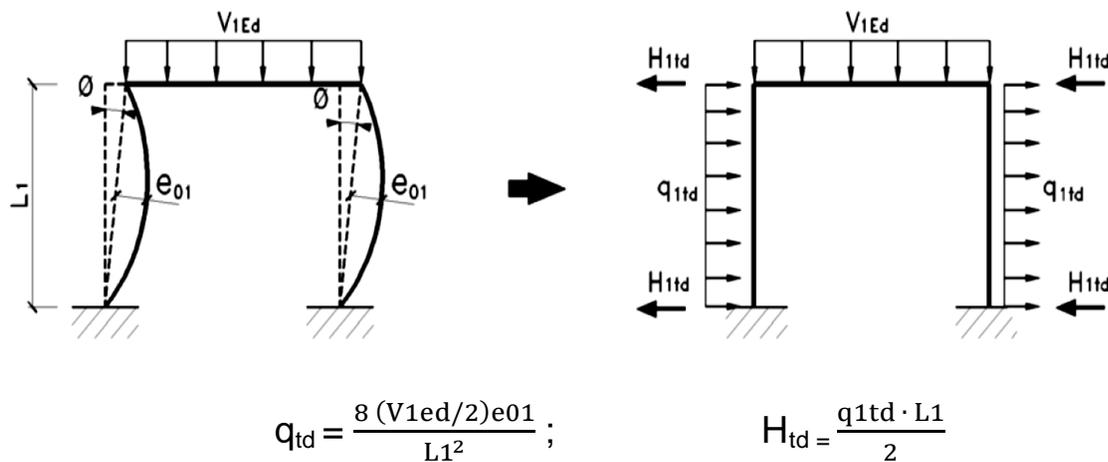


Fuente: elaboración propia, realizado en programa AUTOCAD.

2.3.3.3. Fuerzas equivalentes a las curvas iniciales en marcos de una planta

Cuando haya que considerarlas, se aplicarán de acuerdo con la deformada principal de pandeo correspondiente a la carga analizada.

Figura 26. **Fuerzas equivalentes a las curvaturas iniciales en marcos estructurales de un nivel**

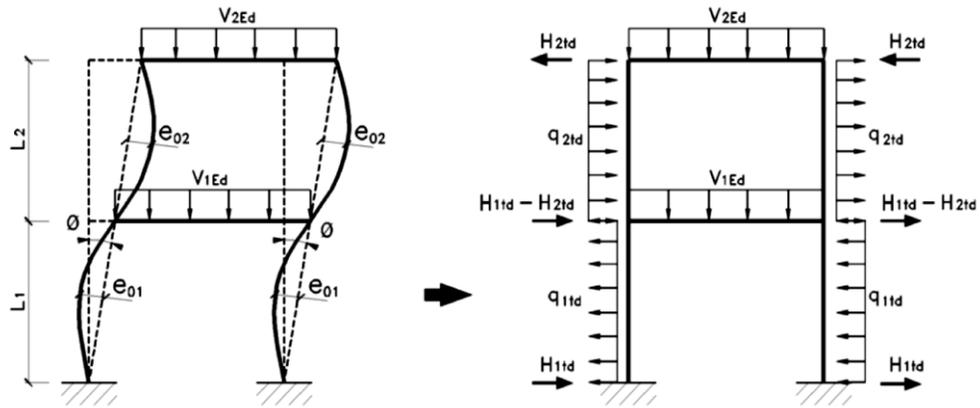


Fuente: elaboración propia, realizado en programa AUTOCAD.

2.3.3.4. **Fuerzas equivalentes a las curvaturas iniciales en marcos de varias plantas**

Cuando haya que considerarlas, se aplicarán para cada elemento de acuerdo con la deformada principal de pandeo en cada piso correspondiente a la hipótesis de carga analizada. Téngase en cuenta la deformada en sintonía para los pisos adyacentes.

Figura 27. **Fuerzas equivalentes a las curvaturas iniciales en marcos de varios niveles**



$$q_{itd} = \frac{8(V_{iEd}/2) e_{0i}}{L_i^2}$$

$$H_{itd} = \frac{q_{itd} \cdot L_i}{2}$$

Fuente: elaboración propia, realizado en programa AUTOCAD.

2.3.4. Imperfecciones en el análisis de sistemas de arriostramiento

Los efectos de las imperfecciones también deben incorporarse en el análisis de los sistemas de arriostramiento que se utilizan para asegurar la estabilidad lateral de las piezas sometidas a flexión o compresión. Se asumirá que la pieza a estabilizar presenta una curvatura inicial equivalente e_o .

$$e_o = \alpha_m \cdot \frac{L}{500}$$

Siendo:

L = Luz del sistema de arriostramiento

α_m = Coeficiente reductor del número de elementos a considerar.

Puede estimarse según:

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$$

En donde m es el número de piezas a arriostrar.

2.3.5. Sistema de fuerzas equivalentes sobre los arriostramientos

Los efectos de las imperfecciones presentes en las piezas a estabilizar, pueden sustituirse por un sistema de fuerzas equivalentes de estabilización de valor:

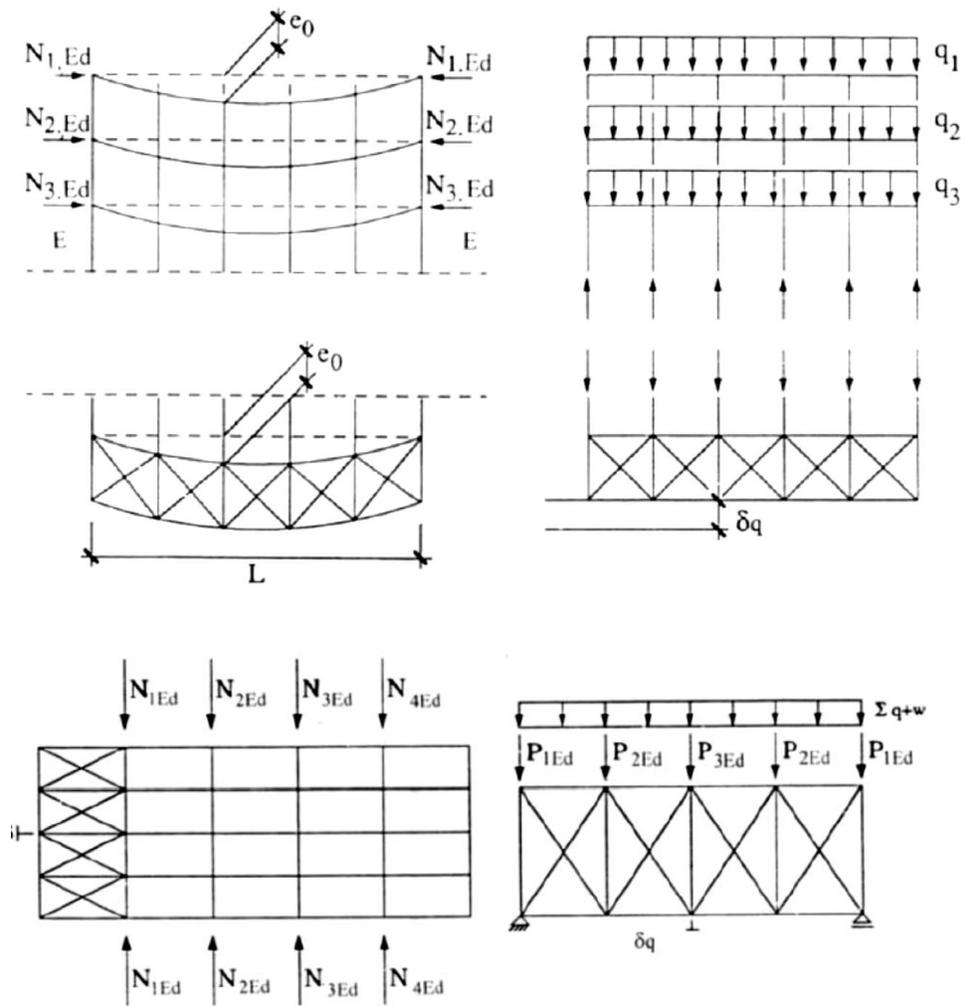
$$q = \sum N_{ed} \cdot 8 \cdot \frac{e_0 + \delta q}{L^2}$$

Siendo:

δq = flecha del sistema de arriostramiento obtenida tras un proceso iterativo a partir de un cálculo elástico en primer orden bajo la acción de las fuerzas q y de las eventuales acciones exteriores que solicitan al arriostramiento.

N_{Ed} = valor máximo del esfuerzo normal que solicita cada pieza a estabilizar, supuesto uniforme sobre la longitud L del sistema de arriostramiento. En el caso de esfuerzos no uniformes, esta hipótesis queda del lado de la seguridad.

Figura 28. **Fuerzas equivalentes sobre arriostramientos**



Fuente: elaboración propia, realizado en programa AUTOCAD.

En el análisis de la estabilidad lateral de los cordones comprimidos de piezas sometidas a flexión, la fuerza axial a considerar en las expresiones anteriores será:

$$N_{ed} = \frac{M_{ed}}{h}$$

Siendo M_{Ed} el momento de cálculo actuando sobre la viga y h el canto de la viga. En piezas de sección constante, M_{Ed} será el momento en la sección más solicitada. En piezas de sección variable se adoptará el N_{Ed} correspondiente a la sección en la que el cociente M_{Ed}/h sea máximo. En los cálculos relativos a los elementos de arriostramiento de estructuras porticadas, se deberá tener en cuenta la inclinación inicial φ para todos los pilares que deban ser estabilizados por dichos elementos.

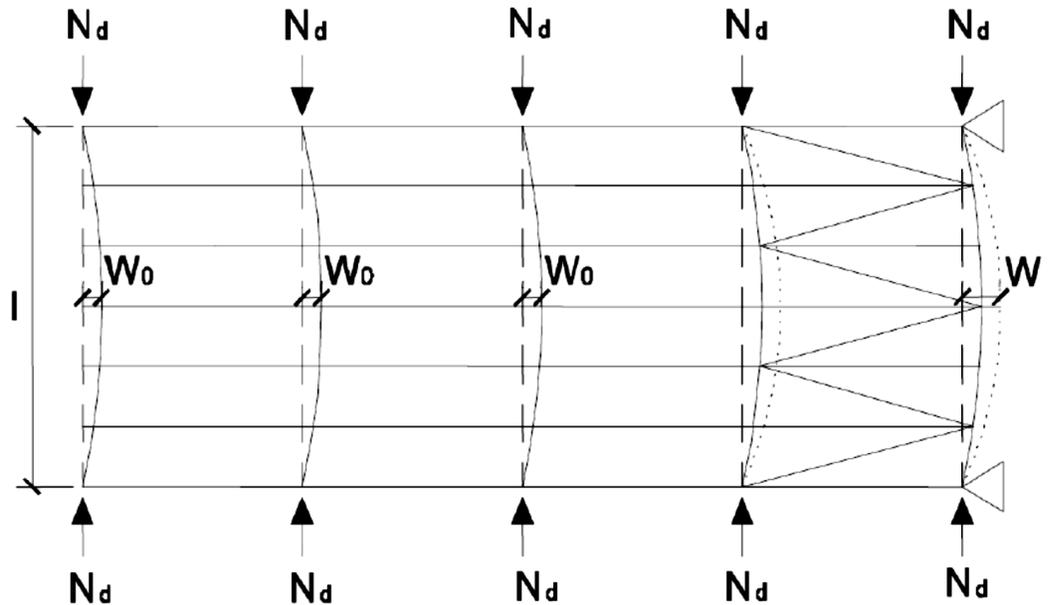
Cuando la estabilidad se asegure por medio de vigas o triangulaciones que enlazan las piezas comprimidas con determinados puntos fijos, las fuerzas laterales que se deberán tener en cuenta en los cálculos se obtienen a partir de flecha inicial w_o en las piezas a estabilizar. Además, también se tendrán en cuenta las imperfecciones de los propios arriostramientos. La flecha inicial w_o se obtiene de:

$$w_o = \frac{L}{500} \cdot kr \leq 60\text{mm} \quad ; \quad kr = \sqrt{0,2 + \frac{1}{nr}} \leq 1$$

nr = número de elementos a estabilizar

Las fuerzas laterales debidas a N_{Ed} y w_o pueden incrementarse de manera sustancial por las imprecisiones de ejecución y la deformación w del sistema de arriostramiento.

Figura 29. Incremento de las fuerzas laterales debido a N_{Ed} y w_0 .



Fuente: elaboración propia, realizado en programa AUTOCAD.

Cada elemento de arriostamiento de un cordón comprimido o pieza comprimida, deberá dimensionarse para que sea capaz de resistir una fuerza lateral equivalente al 1,5 por ciento de la máxima compresión que solicite a la pieza o cordón a estabilizar.

2.4. Estabilidad lateral de las estructuras

Al momento de suceder un sismo, la estructura debe tener una respuesta sísmica debido a los esfuerzos laterales que se producen, se debe tomar en cuenta lo siguiente:

2.4.1. Efectos de la geometría deformada de la estructura

Los esfuerzos en los elementos de una estructura se pueden obtener mediante un análisis en primer orden, lo que implica utilizar la geometría inicial de la estructura (no deformada) o bien un análisis en segundo orden teniendo en cuenta la deformación de la estructura y su influencia en los esfuerzos cuando sea significativa.

La magnitud de la influencia de los efectos de segundo orden en la respuesta estructural depende básicamente de su rigidez lateral. Por ello el edificio debe disponer de los elementos necesarios para materializar una trayectoria clara de las fuerzas horizontales, de cualquier dirección en planta, hasta la cimentación. El control de la estabilidad lateral de una estructura suele, en general, garantizarse por medio de:

- La propia rigidez de los sistemas estructurales de nudos rígidos
- Sistemas de arriostramiento lateral triangulados
- Sistemas de arriostramiento lateral mediante pantallas o núcleos rígidos
- Por combinación de algunos de los esquemas estructurales precedentes siempre y cuando se den las condiciones:
 - Sean bien proyectados considerando su trabajo en conjunto, mediante una adecuada interacción con la estructura principal y su conexión a la cimentación.

- Se asegure la permanencia durante el período de servicio del edificio.
- Se considere los posibles esfuerzos que el sistema de arriostamiento puede generar sobre la estructura al coaccionar su libre deformación.
- Se asegure la resistencia de los medios de conexión a la estructura.

Los elementos del esquema resistente de arriostamiento se diseñaran con la resistencia adecuada a los esfuerzos, y con la rigidez suficiente para satisfacer los estados límites de servicio establecidos y garantizar cuando sea necesaria la intraslacionalidad.

2.4.2. Clasificación de estructuras intraslacionales y traslacionales

Una estructura puede clasificarse como intraslacional cuando su rigidez lateral es suficiente para que la influencia de los efectos de segundo orden sea despreciable en su respuesta estructural. De este modo el análisis global puede llevarse a cabo según la teoría de primer orden. Una estructura se considera intraslacional si se cumple:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{ed}} \geq 10 \text{ (Análisis elástico)} ; \alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{ed}} \geq 15 \text{ (Análisis plástico)}$$

Siendo:

F_{cr} : carga vertical total crítica elástica, de pandeo global basada en la rigidez inicial.

F_{ed} : carga vertical total de cálculo que actúa sobre la estructura.

α_{cr} : factor de amplificación a multiplicar la configuración de cargas de cálculo para provocar la inestabilidad elástica en el modo de pandeo global considerado.

2.4.2.1. Simplificación para marcos estructurales

En el caso particular de pórticos de una altura con dinteles planos, o de poca pendiente, así como el caso de estructuras aporticadas planas de edificación, con nudos rígidos, el criterio de intraslacionalidad anterior puede suponerse satisfecho si se verifica en cada planta. El factor de amplificación α_{cr} se obtiene para cada planta a partir de:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{ed}}{V_{ed}} \right) \cdot \left(\frac{h}{\delta_{H,ed}} \right)$$

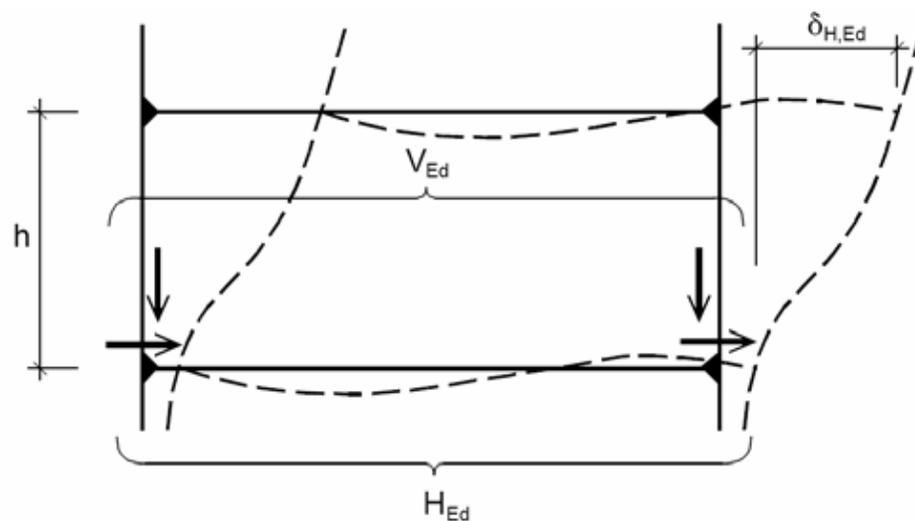
Siendo:

H_{Ed} : fuerza horizontal total, estimada en el nivel inferior de cada planta, resultante de cargas horizontales por encima de ese nivel, incluyendo efectos de imperfecciones.

V_{ed} : fuerza vertical total, estimada en el nivel inferior de cada planta, resultante de cargas verticales por encima de ese nivel. h Altura de la planta considerada.

$\delta_{H,Ed}$: desplazamiento horizontal relativo entre el nivel superior e inferior de la planta, bajo la acción de las cargas y de las acciones equivalentes de las imperfecciones.

Figura 30. **Simplificación para funcionalidad de marcos estructurales**



Fuente: elaboración propia, realizado en programa AUTOCAD.

La aplicación del criterio simplificado supone que:

- La estructura tiene vigas conectando todos los pilares en cada planta
- En pórticos con dinteles inclinados, la pendiente no supera a 1:2 (26 grados centígrados)

- El esfuerzo de compresión en dinteles, sea pequeño, tal que:

$$\bar{\lambda} < 0,3 \cdot \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{ed}}}$$

2.4.3. Clasificación de estructuras arriostradas y no arriostradas

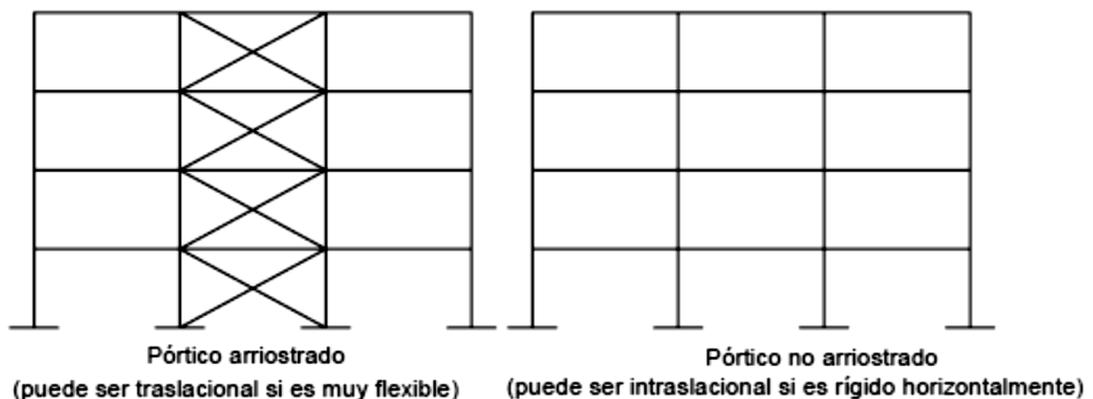
Una estructura puede clasificarse como arriostrada cuando su rigidez lateral está garantizada a través de un sistema de arriostramiento que permita despreocupar la influencia de los efectos de segundo orden en su respuesta estructural y por tanto su análisis global puede llevarse a cabo según la teoría en primer orden.

Cuando un sistema de arriostramiento rigidiza varias estructuras, o subestructuras, la aplicación de los criterios de intraslacionalidad deberá hacerse de modo simultáneo para el arriostramiento vinculado a todas las estructuras arriostradas por él. El sistema de arriostramiento deberá dimensionarse para hacer frente a:

- Los efectos de las imperfecciones tanto del propio sistema de arriostramiento como de todas las estructuras a las que arriostra.
- Las fuerzas horizontales que soliciten a las estructuras a las que arriostra.
- Las fuerzas horizontales y verticales que actúan directamente sobre el propio sistema de arriostramiento.

Se dice que una estructura está arriostrada de manera eficaz en una dirección cuando el esquema resistente frente a las acciones horizontales se base en sistemas triangulados o en pantallas o núcleos de hormigón que aportan al menos el 80 por ciento de la rigidez frente a los desplazamientos horizontales en dicha dirección. En este caso es admisible suponer que todas las acciones horizontales son resistidas exclusivamente por el sistema de arriostramiento y, además, considerar la estructura como intraslacional.

Figura 31. **Clasificación de marcos arriostrados y no arriostrados**



Fuente: elaboración propia, realizado en programa AUTOCAD.

No se debe asociar siempre el concepto de arriostramiento con el de intraslacionalidad dado que se puede dar una estructura arriostrada tal que el sistema de arriostramiento no proporcione la rigidez suficiente frente a las cargas horizontales y que sea por tanto traslacional. De modo inverso se podría encontrar un pórtico sin arriostramiento pero con suficiente rigidez horizontal para ser considerado como intraslacional.

Un modo de evaluar la influencia de los desplazamientos en la distribución de esfuerzos y, por tanto, de caracterizar la condición de traslacionalidad, aplicable a estructuras de pórticos planos, consiste en realizar un primer análisis en régimen elástico lineal y obtener, para cada planta, el coeficiente r (coeficiente inverso de α_{cri}).

$$r = \frac{V_{ed}}{H_{ed}} \cdot \frac{\delta_{H,d}}{h}$$

Siendo:

H_{Ed} = valor de cálculo de las cargas horizontales totales (incluyendo las debidas a imperfecciones) en la planta considerada y en todas las superiores. Este valor coincide con el cortante total en los pilares de la planta.

V_{Ed} = valor de cálculo de las cargas verticales totales en la planta considerada y en todas las superiores. Este valor coincide con el axil total en los pilares de la planta “h” altura de la planta.

$\delta_{H,d}$ = desplazamiento horizontal relativo de la planta (del forjado de techo al de suelo)

Si en alguna de las plantas resultase $r > 0,1$, la estructura debe considerarse traslacional y, entonces, el análisis global de la estructura deberá considerar los efectos de los desplazamientos en alguna de las formas siguientes:

- Análisis en segundo orden. Para el dimensionado posterior de los pilares se tomarán como longitudes de pandeo las correspondientes al modo intraslacional.
- Análisis elástico y lineal pero multiplicando todas las acciones horizontales sobre el edificio por el coeficiente de amplificación:

$$\frac{1}{1-r}$$

. Opción válida si $r < 0,33$.

Para el dimensionado de los pilares se tomarán como longitudes de pandeo las correspondientes al modo intraslacional. Las reacciones en la cimentación se obtendrán a partir del citado modelo reduciendo las componentes de fuerza horizontal en el valor del coeficiente de amplificación, de modo que resulten equivalentes a la resultante horizontal de las acciones de cálculo no amplificadas.

2.5. Métodos de análisis en la estabilidad global

En toda estructura con rigidez lateral insuficiente para ser considerada intraslacional o arriostrada, en base a los criterios establecidos previamente, deberá ser verificada su estabilidad lateral global, según métodos que consideren tanto los efectos de segundo orden como las imperfecciones geométricas equivalentes, definidas con anterioridad.

2.5.1. Principios básicos

En función del tipo de estructura y del método de análisis global a realizar, el modo de considerar los efectos de segundo orden y de las imperfecciones puede abordarse por alguno de los métodos siguientes:

- Análisis global en segundo orden considerando imperfecciones iniciales globales y en la geometría de las piezas. En este caso en las comprobaciones de resistencia de las piezas no se considerarán los efectos de pandeo ya incluidos en el modelo.
- Análisis global en segundo orden considerando sólo las imperfecciones iniciales globales, seguido de un control de los efectos de la inestabilidad en los elementos comprimidos aislados. En este caso en las comprobaciones de resistencia individual de las piezas se considerarán los efectos de pandeo en la pieza aislada.

Hay que tener presente que la verificación de la estabilidad lateral global de una estructura no exime del control de la misma según eventuales modos de inestabilidad intraslacionales, ya que, en algunos casos, los esfuerzos en ciertos elementos (soportes o dinteles) pueden ser superiores a las solicitaciones según modos de inestabilidad traslacionales. Por ello, cualquier pieza comprimida (soporte o dintel) deberá siempre controlarse ante su posible pandeo local, tanto en el plano de la estructura como en el normal al mismo, considerando adecuadamente las vinculaciones en ambos extremos del elemento, y los posibles efectos no lineales de la traslacionalidad de la estructura.

2.5.2. Análisis global elástico

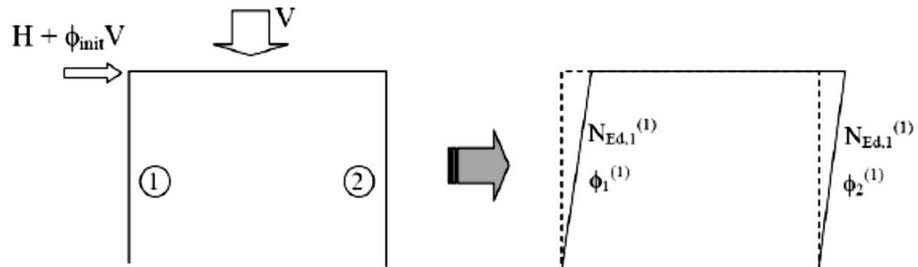
Los análisis elásticos en segundo orden, bajo la acción de las cargas exteriores y las imperfecciones geométricas equivalentes, son aplicables a cualquier tipo de estructura traslacional. En general son métodos iterativos que incorporan los efectos de 2º orden, a través de la actualización paso a paso de la geometría de la estructura deformada. Los pasos de cálculo del método iterativo pueden resumirse de la forma siguiente:

- Realizar un análisis elástico de primer orden del pórtico con las cargas aplicadas (V+H) y las imperfecciones laterales iniciales ($\varphi_{init} \cdot V$), si son relevantes. Del análisis se obtienen la fuerza de compresión $N_{Ed,i}$ y ángulo de traslación φ_i para cada pieza comprimida.
- Obtener las fuerzas opuestas ($\varphi_i \cdot N_{Ed,i}$) para cada pieza comprimida, que deben aplicarse en las direcciones que amplifican los ángulos de desplazamiento lateral.
- Realizar un nuevo análisis elástico de primer orden del pórtico, con todas las fuerzas aplicadas (V+H), las imperfecciones laterales iniciales ($\varphi_{init} \cdot V$) si fuesen relevantes, y todas las fuerzas traslacionales ($\varphi_i \cdot N_{Ed,i}$) aplicadas en los extremos de cada pieza comprimida. Los resultados que se deben considerar del análisis son: la fuerza de compresión $N_{Ed,i}$ y ángulo de traslación φ_i para cada pieza comprimida.
- Se debe lograr la convergencia de los desplazamientos $\varphi_i(n) \approx \varphi_i(n-1)$. Generalmente, son suficientes 3 iteraciones, para alcanzar una convergencia bastante aceptable. Al final del proceso, las fuerzas y los

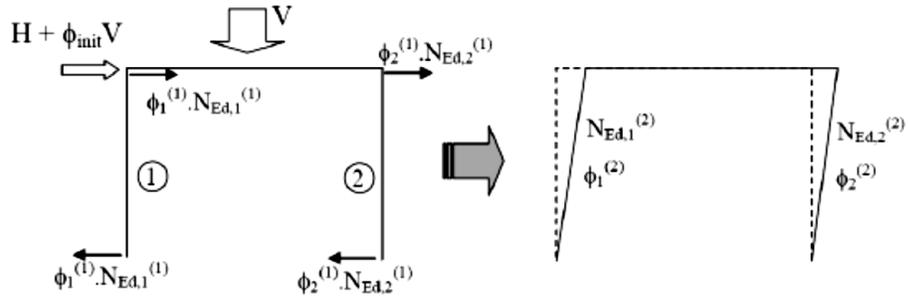
momentos internos, así como los desplazamientos, se pueden considerar como los obtenidos del análisis de segundo orden.

Figura 32. **Análisis global elástico de un marco estructural de un nivel**

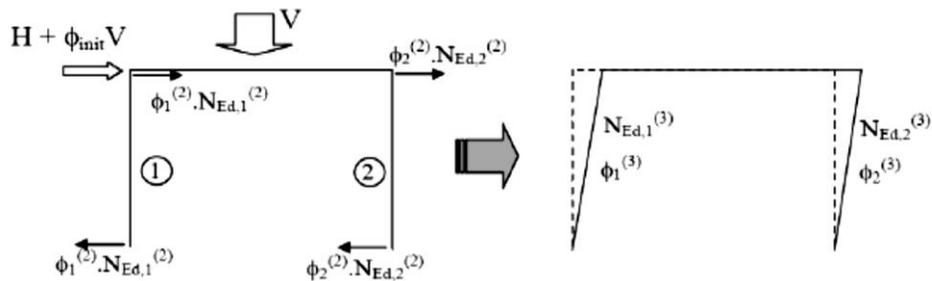
Iteración 1



Iteración 2



Iteración 3



Fuente: elaboración propia, realizado en programa AUTOCAD.

- Método traslacional amplificado

De modo alternativo puede realizarse un análisis elástico en 1º orden, con las acciones exteriores y las imperfecciones geométricas equivalentes, amplificando los esfuerzos debidos estrictamente a la deformación lateral, por el coeficiente siguiente:

$$\left(\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} \right), \text{ si } r < 0,33$$

Siendo:

α_{cr} = Factor de amplificación a multiplicar la configuración de cargas de cálculo para provocar la inestabilidad elástica en el modo de pandeo global considerado. Este método simplificado sólo resulta aplicable a:

- Pórticos de edificación de una sola planta, si se cumple que $\alpha_{cr} \geq 3,0$.
- Pórticos regulares de edificación de varias plantas, si $\alpha_{cr} \geq 3,0$ y todas las plantas presentan condiciones similares de:
 - Distribución de cargas verticales
 - Distribución de cargas horizontales
 - Rigideces laterales de pórtico en relación a las acciones horizontales

También se puede proceder a amplificar por el mencionado coeficiente las acciones horizontales (p.e. las debidas al viento) y las cargas horizontales equivalentes ϕV_{ed} debidas a las imperfecciones laterales y obtener los esfuerzos finales ya amplificados.

2.5.3. Análisis global plástico

El análisis global plástico puede llevarse a cabo utilizando un análisis rígido-plástico cuando no es preciso considerar los efectos de la geometría deformada, suponiendo que las deformaciones plásticas se concentran en las rótulas plásticas o mediante un análisis elasto-plástico que en ocasiones puede ser idealmente elástico-perfectamente plástico.

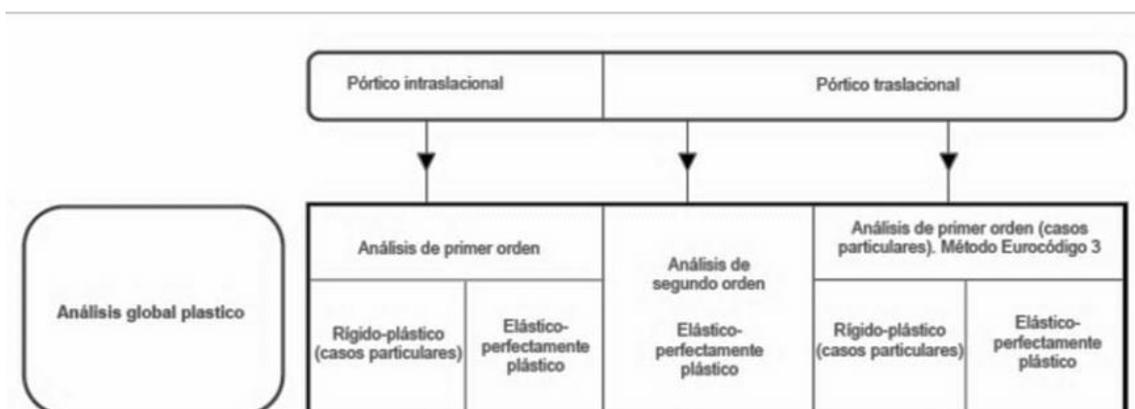
Los métodos plásticos de análisis son válidos si se cumplen las siguientes condiciones:

- El acero cumple los siguientes requerimientos específicos:
 - El cociente entre la resistencia a tracción mínima garantizada f_u y el límite elástico mínimo garantizado f_y cumple que $f_u / f_y \geq 1,2$.
 - El alargamiento en rotura en una longitud de $5,65\sqrt{A_0}$ es menor del 15 por ciento (siendo A_0 el área de la sección transversal inicial)
 - La deformación última e_u en el ensayo de tracción correspondiente a f_u es al menos 20 veces la deformación e_y correspondiente al límite elástico f_y .

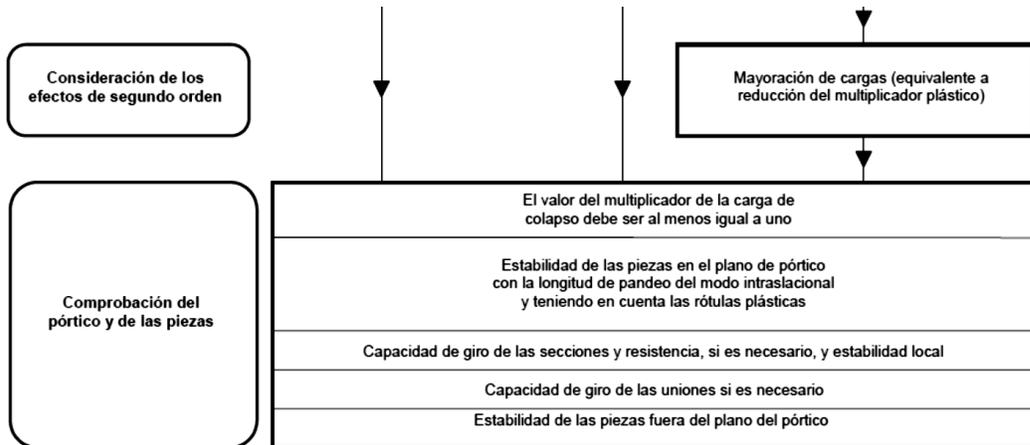
- Se dispondrán arriostramientos laterales en todos los puntos en los que se formen rótulas plásticas. El arriostrado se dispondrá a una distancia del punto de formación de la rótula teórica, no mayor que la mitad del canto del elemento en dichos puntos.
- La estructura poseerá la suficiente capacidad de rotación en los lugares donde se ubican las rótulas plásticas, tanto si se trata de secciones intermedias de las piezas (clase 1 o clase 2 si no se requiere gran capacidad de giro) o de las uniones. En definitiva se debe asegurar el cumplimiento de las condiciones de ductilidad.

La figura 33 resume las diferentes posibilidades de llevar a cabo el análisis global plástico y las comprobaciones relevantes con referencia al Eurocódigo 3 Parte 1-1. Para más detalle ver lecciones 4 a 8 del proyecto SSEDTA. www.ssedta.com.

Figura 33. **Análisis global plástico**



Continuación de la figura 33.



Fuente: elaboración propia, realizado en programa AUTOCAD.

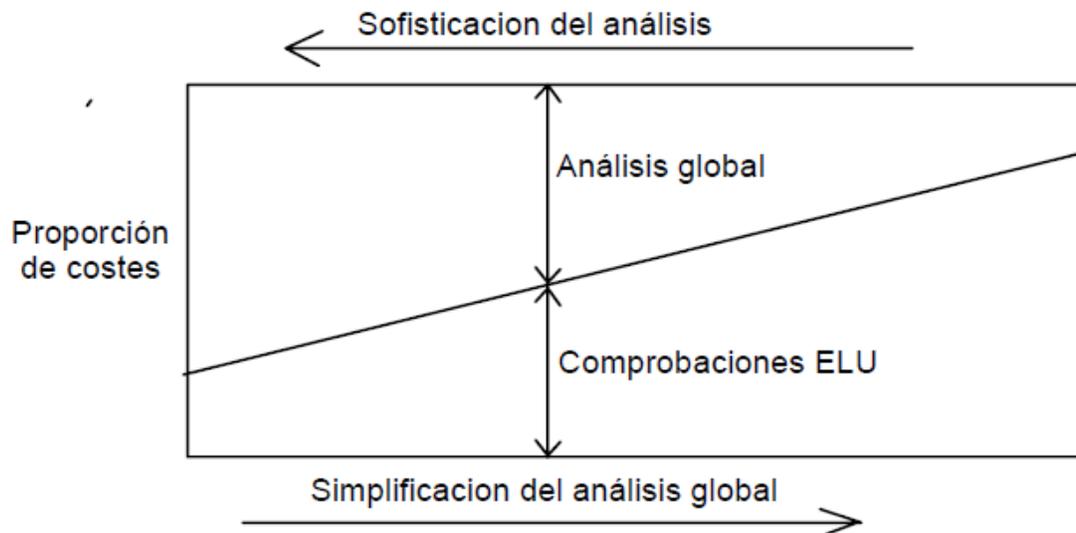
2.5.4. Consideraciones sobre la elección del tipo de análisis

Una vez que se ha establecido la configuración del pórtico, se lleva a cabo un diseño preliminar de las características de las piezas y las uniones. Puede hacerse un análisis preliminar para clasificar el pórtico como traslacional o intraslacional. De modo alternativo, se puede suponer una clasificación que será comprobada después. Basándose en esta información, se puede elegir un método apropiado de análisis global para determinar los esfuerzos. El análisis de primer orden es adecuado para la mayoría de los pórticos típicos aunque siempre se puede realizar un análisis de segundo orden, elástico o plástico (con ciertas condiciones de clasificación de las piezas y uniones).

Las comprobaciones de diseño a realizar después del análisis dependen de la sofisticación de la herramienta de cálculo utilizada. Por ejemplo, si se utiliza análisis de segundo orden, generalmente no hay necesidad de comprobar la estabilidad del pórtico y las piezas en el propio plano. La elección

del análisis global no sólo dependerá de los requisitos de los códigos de diseño, sino también de elecciones particulares, dependiendo de situaciones específicas, software disponible, etc. Se puede encontrar un equilibrio entre el coste destinado al análisis global y el requerido en las restantes comprobaciones de Estados Límite Último.

Figura 34. **Balance de costos entre análisis global y comprobaciones del esfuerzo límite último**



Fuente: elaboración propia, realizado en programa AUTOCAD.

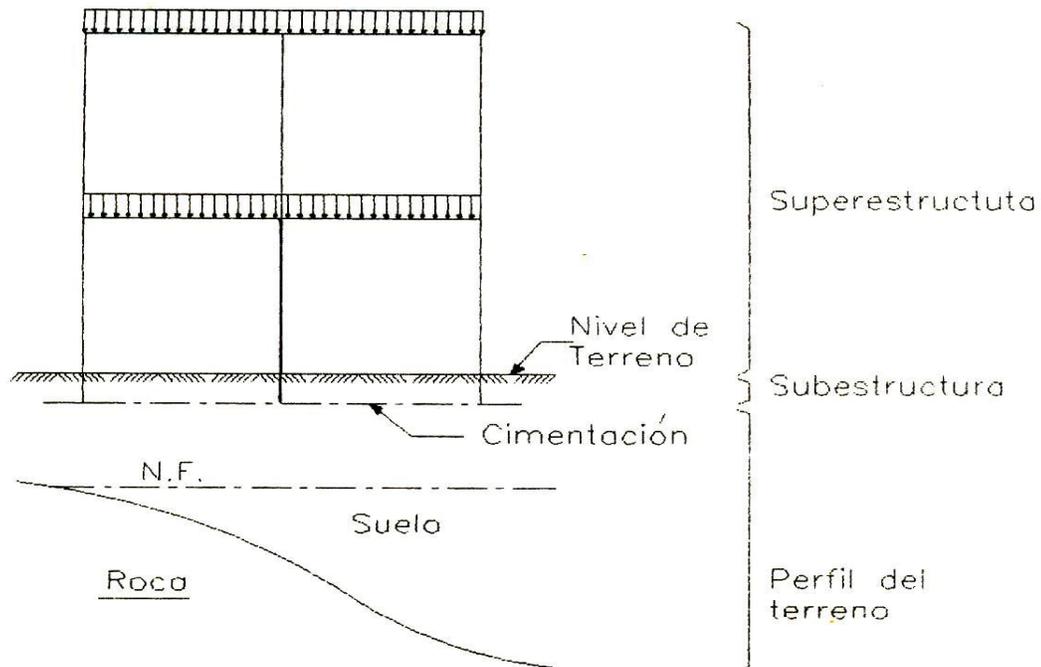
2.6. Estudio de suelos

Permite dar a conocer las características físicas y mecánicas del suelo, es decir la composición de los elementos en las capas de profundidad, así como el tipo de cimentación más acorde con la obra a construir y los asentamientos de la estructura en relación al peso que va a soportar.

2.6.1. Interacción suelo versus estructura

Son los procedimientos mediante los cuales, se determinan los esfuerzos de contacto entre la masa del suelo y la cimentación para así obtener los desplazamientos verticales o asentamientos.

Figura 35. Interacción suelo-estructura



Fuente: elaboración propia, realizado en programa AUTOCAD.

La modelación de la superestructura con apoyos que no pueden desplazarse es representativa para este fin desde el punto de vista práctico, cuando se cumplen las condiciones siguientes:

- Perfil geotécnico entre un punto y otro del área de la obra es prácticamente el mismo.
- Los suelos sobre los cuales se sustenta la obra son poco compresibles o su compresibilidad es similar en toda el área.
- No existen grandes diferencias entre los valores de las solicitaciones que la superestructura le trasmite a la subestructura.
- Los valores de los asientos absolutos, diferenciales, giros y distorsiones de la cimentación no son apreciables y son compatibles con el tipo y uso de la superestructura.

2.6.1.1. Modelación física del sistema estructura-suelo

La superestructura, subestructura y el suelo se consideran como un sistema único en su comportamiento en tensión y deformación.

El sistema real estructura-suelo se simula mediante el esquema de análisis que se indica en las figuras 36, 37 y 38 que se muestran a continuación para estructuras espaciales o planas apoyadas sobre cimientos superficiales. En el esquema de análisis para estructuras espaciales o planas apoyadas sobre pilotes se distinguen dos tipos de nudos, los pertenecientes solo a la superestructura (nudos libres de la superestructura), y los pertenecientes solo a la subestructura (nudos libres de la subestructura), estos últimos son los que están en contacto con el suelo.

Según se indican en las figuras 36, 37 y 38 que se muestran a continuación la superestructura se discretiza en elementos lineales (barras) unidos mediante nudos a través de los cuales se simula la interacción de esta con el suelo, siendo todos o algunos de ellos los apoyos de la superestructura.

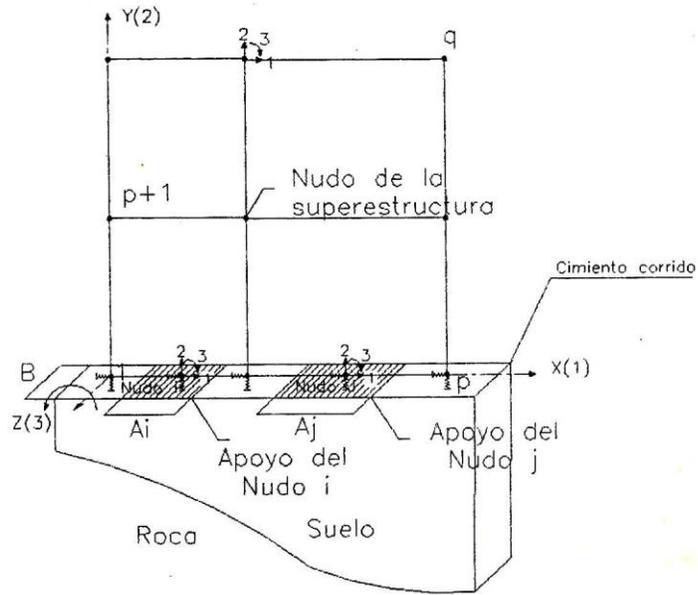
La acción del suelo sobre el sistema se simula mediante muelles unidos a los nudos de las subestructuras. Esta acción tiene lugar en el área de contacto entre el suelo y los elementos lineales en que se divide a la subestructura. En los muelles solo actúa una fuerza axial y su desplazamiento solo es axial.

Las áreas de contacto entre el suelo y los elementos en que se divide la subestructura están asociados a los nudos de esta y sus centroides coinciden con cada uno de los nudos. Sus dimensiones dependen de la discretización que se realice a la subestructura.

A las áreas de contacto entre el suelo y los elementos en que se divide la subestructura se les llamará apoyo del nudo. Estas áreas transmiten al suelo tensiones tangenciales y normales de compresión y se considera que la distribución de estas tensiones es uniforme.

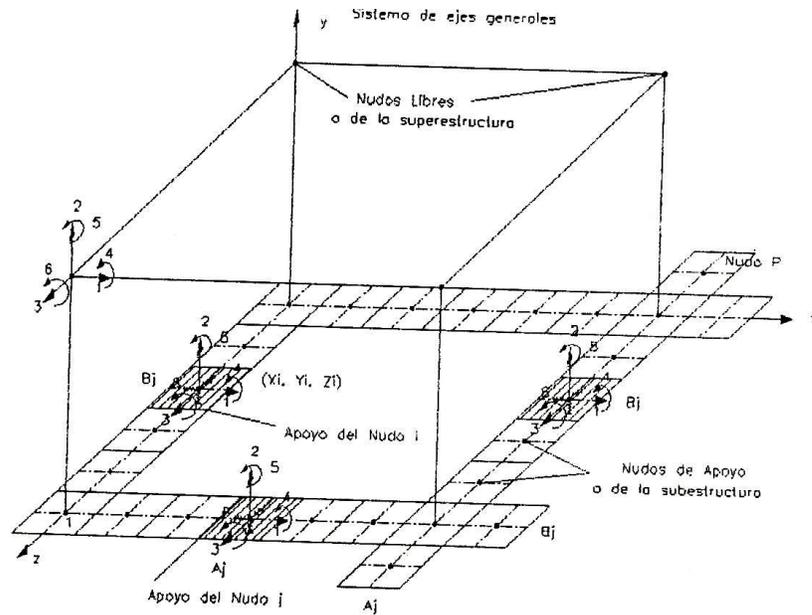
Se considera que existe interacción entre los muelles, lo cual simula el comportamiento del suelo como un medio continuo. Como caso particular puede simularse el comportamiento del suelo como un medio discontinuo, lo cual se logra considerando que no existe interacción entre los muelles.

Figura 36. Sistema real estructura-suelo

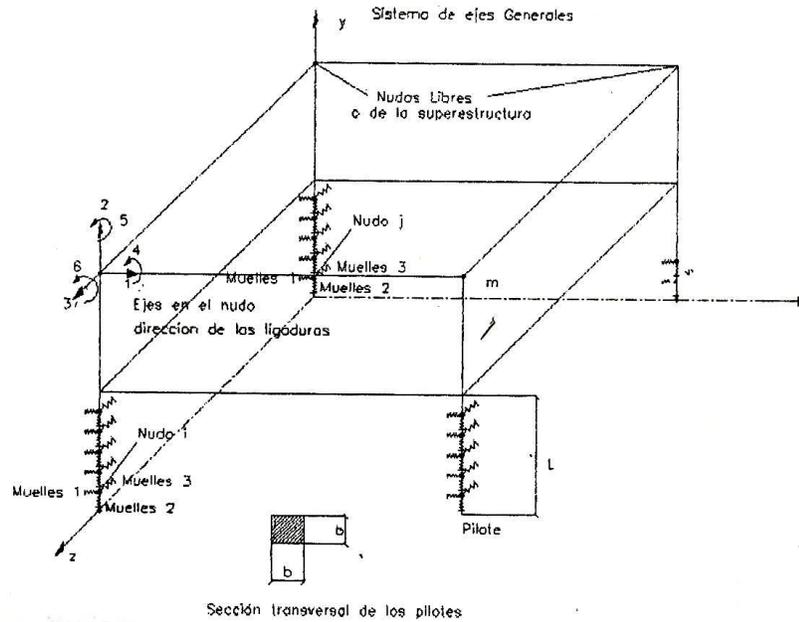


Fuente: elaboración propia, realizado en programa AUTOCAD.

Figura 37. Sistema de ejes generales

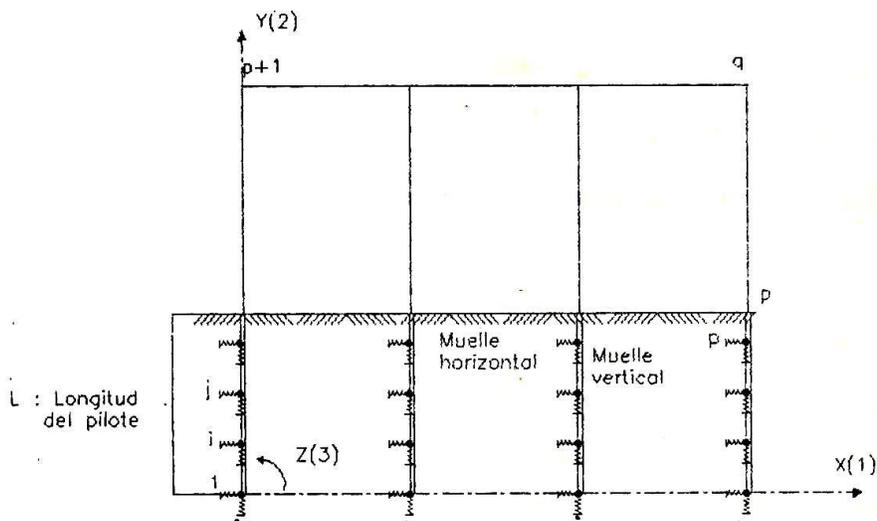


Continuación de la figura 37.



Fuente: elaboración propia, realizado en programa AUTOCAD.

Figura 38. Esquema de análisis integral del modelo



Fuente: elaboración propia, realizado en programa AUTOCAD.

2.6.1.2. Cimentaciones

Las cimentaciones que resisten fuerzas sísmicas o que transfieran las fuerzas sísmicas entre la estructura y el terreno en estructuras asignadas como CDS, D, E o F, deben cumplir con los parámetros del capítulo 21 sección 21.12 del código ACI 318-08.

- Zapatas, losas de cimentación y cabezales de pilotes

El refuerzo longitudinal de las columnas y muros estructurales que resisten las fuerzas inducidas por los efectos sísmicos debe extenderse dentro de la zapata, losa de cimentación o cabezal de pilotes debe estar totalmente desarrollado por tracción en la interfaz.

Las columnas que sean diseñadas suponiendo condiciones de empotramiento en la cimentación, deben cumplir con el capítulo 21, inciso 21.12.2.1 del código ACI 318-08 y el refuerzo longitudinal que resiste la flexión debe tener ganchos de 90 grados cerca del fondo de la cimentación, con el extremo libre de las barras orientado hacia el centro de la columna.

- Vigas y losas sobre el terreno

Las vigas sobre el terreno diseñadas para actuar como amarres horizontales entre las zapatas o cabezales de pilotes deben tener refuerzo longitudinal continuo que debe desarrollarse dentro o más allá de la columna o anclarse dentro de la zapata o el cabezal de pilotes e todas las discontinuidades.

Las losas sobre el terreno que resisten fuerzas sísmicas provenientes de los muros o columnas que son parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas deben diseñarse como diafragmas estructurales de acuerdo con lo indicado en el capítulo 21 sección 21.11 del código ACI 318-08.

Los planos de diseño deben especificar claramente que la losa sobre el terreno es un diafragma estructural y es parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.

- Pilotes, pilas y cajones (*caissons*)

Los pilotes, pilas o cajones de cimentación (*caissons*) que resistan cargas de tracción deben tener refuerzo longitudinal continuo a lo largo de la zona que resiste las fuerzas de tracción. El refuerzo longitudinal debe detallarse para transferir las fuerzas de tracción del cabezal de los pilotes a los elementos estructurales soportados.

Los pilotes, pilas o cajones (*caissons*), deben tener refuerzo transversal de acuerdo con lo indicado en el capítulo 21 inciso 21.6.4.2 del código ACI 318-08 en las zonas siguientes:

- En la parte superior del elemento en por lo menos 5 veces la dimensión transversal del elemento, pero no menos de 1,8 metros por debajo de la parte inferior del cabezal del pilote.
- Para las partes de los pilotes en suelos que no son capaces de proveer soporte lateral o están al aire o en agua a lo largo de toda la longitud del tramo sin soporte más el largo requerido en el capítulo 21 inciso 21.12.4.4 del código ACI 318-08.

3. ALCANCES DE UNA APROPIADA METODOLOGÍA DE DISEÑO SISMORRESISTENTE

3.1. Aspectos ambientales

Cuando se realiza una estructura sismorresistente existen aspectos ajenos que pueden afectarla y muchas veces son motivo que la obra civil sufra daños imprevistos. En la República de Guatemala se debe tomar los siguientes aspectos.

3.1.1. Aspectos volcánicos

Las estructuras que se encuentren en zonas bajo amenaza de caída de ceniza o arena volcánica deben diseñarse para resistir las cargas de arena volcánica húmeda, de acuerdo con las combinaciones de carga establecidas en el capítulo 8 sección 8.2.1 de la Norma AGIES NSE-2-10:

$$1,3M + 1,6V + 0,5 (V_t \text{ o } P_t \text{ o } A_R)$$

$$1,3M + V + 1,6 (V_t \text{ o } P_t \text{ o } A_R)$$

Donde:

M = carga muerta

V = carga viva

V_t = cargas vivas de techo

P_L = cargas de lluvia

A_R = cargas de arena volcánica

El diseñador estructural debe investigar la zona donde se construirá la obra, para establecer la altura de arena volcánica que se estimará, conforme la cercanía al volcán generador. La carga se debe estimar de la altura en metros a considerar por la densidad de la arena húmeda que puede establecerse en 1 800 kilogramos sobre metro cúbico.

3.1.2. Presiones hidrostáticas

Son conocidas como presiones tipo “F” (presión de fluidos) en las combinaciones de carga según el capítulo 8 inciso 8.2.4 de la Norma AGIES NS-2-10:

$$1,4M + 1,4F$$
$$1,3M + 1,6V + 0,5 (V_t \text{ o } P_t \text{ o } A_R) + 1,2F + 1,6H$$

Donde:

M = carga muerta

V = carga viva

V_t = cargas vivas de techo

P_L = cargas de lluvia

A_R = cargas de arena volcánica

F = presión de Fluidos

H = presión de suelos

Se consideran tipo F porque son presiones de líquidos con peso unitario y altura de tirante de líquido bien conocidas, de baja incertidumbre.

3.1.3. Empuje en muros de contención de sótanos

En el diseño de muros de contención de los sótanos y otras estructuras verticales localizadas bajo tierra, debe tomarse en cuenta el empuje lateral del suelo adyacente. Deben tenerse en cuenta las posibles sobrecargas tanto vivas como muertas que pueda haber en la parte superior del suelo adyacente. Cuando parte o toda la estructura de sótano está por debajo del nivel freático, el empuje debe calcularse para el peso del suelo sumergido y la totalidad de la presión hidrostática.

El coeficiente de empuje de tierra deberá elegirse en función de las condiciones de deformabilidad de la estructura de contención, pudiéndose asignar el coeficiente de empuje activo cuando las estructuras tengan la libertad de giro y de traslación; en caso contrario, el coeficiente será el de reposo o uno mayor hasta el valor del pasivo, a juicio del ingeniero geotecnista y de acuerdo con las condiciones geométricas de la estructura y de los taludes adyacentes.

3.1.4. Presión ascendente, subpresión en losas de piso de sótanos

En el diseño de la losa de piso del sótano y otras estructuras horizontales localizadas bajo tierra deben tomarse en cuenta la totalidad de la presión hidrostática aplicada sobre el área. La cabeza de presión hidrostática debe medirse desde el nivel freático. La misma consideración debe hacerse en el diseño de tanques y piscinas.

3.1.5. Suelos expansivos

Cuando existan suelos expansivos bajo la cimentación de la edificación, o bajo losas apoyadas sobre el terreno, la cimentación, las losas y los otros elementos de la edificación, deben diseñarse para que sean capaces de tolerar los movimientos que se presenten, y resistir las presiones ascendentes causadas por la expansión del suelo, o bien los suelos expansivos deben retirarse o estabilizarse debajo y en los alrededores de la edificación, de acuerdo con las indicaciones del ingeniero geotecnista.

3.1.6. Zonas inundables

En zonas inundables, el sistema estructural de la edificación debe diseñarse y construirse para que sea capaz de resistir los efectos de flotación y de desplazamiento lateral causados por los efectos hidrostáticos, hidrodinámicos y de impacto de objetos flotantes. El Ingeniero Estructural debe investigar el riesgo de inundación del sitio. Se puede tomar como referencia los mapas existentes en el INSIVUMEH y el capítulo 12 de la Norma AGIES NSE 2.1-10: Crecidas e inundaciones, para conocer las características que deben tomarse en cuenta en el sitio a evaluar:

3.1.6.1. Crecidas e inundaciones

- El sitio seleccionado deberá ser evaluado para que regionalmente se determine el potencial de inundaciones debidas a una o más causas naturales que puedan afectar la seguridad de la obra.

- Si existiera el potencial de inundación, todos los datos pertinentes, incluyendo información histórica, meteorológica e hidrológica deberán de recolectarse y examinarse críticamente.
- Se deberá desarrollar un adecuado modelo meteorológico e hidrológico que tome en cuenta los límites de exactitud y la cantidad de datos disponibles, el período disponible de los datos históricos para el cual los datos fueron acumulados y todos los cambios pasados conocidos en las características relevantes de la región.
- Las posibles combinaciones de los efectos de varias causas serán examinadas. Por ejemplo, para zonas costeras y sitios en estuarios, el potencial de inundación por una combinación de alto oleaje, efectos del viento sobre los cuerpos de agua y las acciones de las olas, como también aquellas debidas a ciclones o huracanes, las cuales deberán ser tomadas en cuenta en el modelo de amenaza.
- Las amenazas para el sitio debido a inundaciones deberán derivarse del modelo para el mismo se podrán utilizar métodos probabilístico.
- Los parámetros usados para caracterizar las amenazas debido a las inundaciones deberán incluir la altura del agua, la altura y el período de las olas (si es pertinente), el tiempo de alerta para inundación, la duración de la inundación y las condiciones del flujo.

3.1.7. Cargas de lluvia

En el diseño estructural de cubiertas se deben considerar los efectos de agua empozada. El agua empozada se produce por obstrucción de los sistemas de drenaje de la cubierta, el cual puede ocurrir debido a residuos, hojas de árboles o granizo, entre otras fuentes de obstrucción.

Cada porción de un techo será diseñado para soportar la carga de toda el agua R que se acumulará a causa de lluvia sobre ella si el sistema de drenaje primario para esa porción está tapado, más la carga uniforme causada por agua que asciende por encima de la entrada del sistema de drenaje auxiliar en su flujo de diseño.

3.1.7.1. Carga de lluvia sobre techo no deformado

En el techo no deformado, no se consideran las deformaciones a causa de cargas (incluyendo cargas permanentes) cuando se determina la cantidad de lluvia sobre el techo.

$$R = 0.0098 (ds + dh)$$

Donde:

R: es la carga de lluvia sobre el techo no deformado, en kPa.

Ds: es la profundidad de agua sobre el techo no deformado hasta la entrada del sistema de drenaje secundario cuando el sistema de drenaje primario está bloqueado, en milímetros.

dh: es la profundidad de agua adicional sobre el techo no deformado por encima de la entrada del sistema de drenaje secundario en su flujo de diseño, en milímetros.

3.1.7.2. Inestabilidad por estancamiento

El estancamiento se refiere a la retención de agua debida únicamente a la deformación de techos relativamente planos. Los techos con una pendiente menor al 2 por ciento serán investigados mediante un análisis estructural para asegurar que posean la rigidez adecuada para excluir la deformación progresiva (es decir inestabilidad) conforme la lluvia cae sobre ellos. La carga de lluvia será utilizada en este análisis. El sistema de drenaje primario dentro de un área sujeta a estancamiento será considerado como obstruido en este análisis.

3.1.7.3. Drenaje controlado

Los techos equipados con mecanismos para controlar el ritmo del drenaje serán equipados con un sistema de drenaje secundario a una elevación mayor, que limite la acumulación de agua en el techo por encima de esa elevación. Dichos techos serán diseñados para sostener la carga de toda el agua de lluvia que se acumulará en ellos hasta la elevación del sistema de drenaje secundario, más la carga uniforme causada por el agua que se eleva por encima de la entrada del sistema de drenaje secundario.

3.2. Vulnerabilidad sísmica

La oficina del Coordinador de las Naciones Unidas para casos de desastre (UNDRO – actualmente Oficina de las Naciones Unidas para Asuntos Humanitarios – ONU/DAH), en conjunto con la Organización de las Naciones

Unidas para la Educación, de la Ciencia y la Cultura (UNESCO) promovió una reunión de expertos con el fin de proponer una unificación de definiciones en cuanto a este tema como sigue: (Organización Panamericana de la salud, 1993).

3.2.1. Vulnerabilidad

Se define como el grado de pérdida de un elemento o grupo de elementos en riesgo, el cual resulta de la probable ocurrencia de un evento desastroso, expresada en una escala desde 0 ó sin daño a 1 o pérdida total.

La vulnerabilidad puede entenderse entonces, como la predisposición intrínseca de un sujeto o elemento a sufrir daño debido a posibles acciones externas y es uno de los factores que se puede controlar para reducir los daños en un sismo, ahora bien, es importante resaltar que no es posible reducir el riesgo a cero, puesto que la vulnerabilidad, la amenaza o ambas deberían ser cero, sólo es posible definir un nivel de riesgo aceptable que sea lo suficientemente bajo a juicio de autoridades que puedan regular este tipo de decisiones en función de valores admisibles de consecuencias sociales y económicas y los beneficios anticipados de programas de protección y mitigación de la vulnerabilidad, pues existe un punto de equilibrio para el cual no se justifican grados mayores de protección.

3.2.2. Vulnerabilidad sísmica estructural

Un sismo, es una vibración del suelo que provoca movimientos laterales y verticales en las edificaciones, los cuales inducen deformaciones, velocidades y aceleraciones a la estructura, componentes del edificio y elementos dentro de él, debido a la inercia de las masas de dichos cuerpos.

La vulnerabilidad estructural, consiste en el grado de pérdida de un elemento o grupo de elementos por factores inherentes a una edificación debido a la ocurrencia de un sismo, puede estimarse, básicamente, por dos parámetros:

- La vulnerabilidad estructural, consiste en el grado de pérdidas físicas y sociales provocadas por el daño al que es susceptible el sistema estructural que mantiene en pie al edificio, es decir los cimientos, columnas, vigas, muros, losas, etc.
- La vulnerabilidad no estructural, consiste en el grado de pérdidas físicas y sociales provocadas por el daño en componentes arquitectónicos, instalaciones, equipos y materiales que pertenezcan o se encuentren dentro del edificio.

Las distintas secciones de este capítulo se han desarrollado de manera que puedan ser utilizadas como:

- Documento de consulta rápida a los inspectores en estudios similares posteriores.
- Material didáctico para mostrar a los propietarios de edificios los factores que aumentan la vulnerabilidad estructural.

3.3. Aspectos jurídicos

El profesional de la construcción al momento de realizar proyectos de ingeniería civil debe llevar un estricto código ético, de manera que realice las distintas fases del proyecto de forma adecuada, como lo dicta el código de ética

profesional del Colegio de Ingenieros de Guatemala y el título XI: del contrato de obra o empresa del Código Civil:

3.3.1. Código de Ética del Colegio de Ingenieros de Guatemala

El ingeniero debe cumplir estándares de calidad y ética a lo largo de su carrera, de manera que pueda desempeñar adecuadamente su función como profesional y estar al servicio de la sociedad.

TÍTULO II DEL EJERCICIO DE LA PROFESIÓN

Artículo 4°. Los miembros del Colegio como ciudadanos y como profesionales deberán respetar y cumplir los preceptos de orden constitucional y legal que regulan el funcionamiento del Estado de Guatemala y de sus instituciones. Su actuar profesional deberá ajustarse a la Ley de Colegiación Profesional Obligatoria y a los Estatutos del Colegio de Ingenieros.

Artículo 5°. El colegiado debe ejercer su profesión como un servicio a la sociedad y no como un fin exclusivamente lucrativo personal.

Artículo 6°. El Colegiado debe evitar actuar en cualquier forma y circunstancia que sea denigrante al honor, dignidad e integridad propia, de sus colegas o de su profesión.

Artículo 7°. El colegiado debe ser personal y profesionalmente honrado, prestar sus mejores servicios a la sociedad. Además debe fomentar la competencia leal, velar por el prestigio de su profesión y usar sus conocimientos fundamentalmente para el mejoramiento del bienestar humano.

Artículo 8°. El colegiado se hará cargo únicamente de la ejecución de trabajos profesionales para los cuales esté capacitado legalmente por su título, de lo contrario debe asesorarse debidamente de especialistas en la materia y lo debe informar a su cliente, empleador o autoridad dándole el crédito que corresponde a cada especialista.

Artículo 9°. El colegiado ejercerá su profesión observando estrictamente el campo de acción que le acredite su título profesional, las leyes, regulaciones, ordenanzas y normas que regulan el ejercicio de su profesión y especialidades otorgadas por las universidades de Guatemala, el Estado, sus instituciones autónomas, semiautónomas y descentralizadas.

Artículo 10°. El colegiado velará por la buena calidad y el uso apropiado de los recursos puestos a su disposición, manteniendo una actitud creadora, técnica y honrada.

Artículo 11°. El colegiado cuando preste sus servicios empleará sus conocimientos a cabalidad y sin restricciones, sin menoscabo de la magnitud de la tarea de que se trate.

Artículo 12°. Cuando actúe en calidad de experto, miembro de jurado, juntas calificadoras, comisiones o tribunales, lo hará con total imparcialidad. Para ello se informará adecuadamente de los antecedentes sometidos a su juicio, de modo que sus criterios estén perfectamente avalados tanto en el campo técnico y económico como en el ético y social.

Artículo 13°. El profesional de la Ingeniería debe defender la conservación de los valores históricos y culturales del país, así como velar porque los proyectos y obras con los que esté relacionado directa o indirectamente, no

afecten por su ubicación o su funcionamiento, los recursos naturales, ni deterioren el medio ambiente.

Artículo 14°. El Colegiado en su desempeño profesional, debe promover e inculcar los principios éticos a través de la palabra, pero especialmente con el ejemplo personal.

TÍTULO III

RELACIONES ENTRE LOS PROFESIONALES DEL COLEGIO DE INGENIEROS DE GUATEMALA CON OTROS COLABORADORES

Artículo 15°. La relación de los profesionales de la Ingeniería con otros colaboradores, debe basarse en principios de honradez y lealtad, así como en el respeto hacia la persona y el derecho intelectual de los demás.

Artículo 16°. Los trabajos que ejecuten los profesionales de la Ingeniería en colaboración con otros profesionales universitarios, se harán en forma coordinada, respetando el campo de acción de cada uno de acuerdo con su especialidad y aportando el máximo de su capacidad.

Artículo 17°. El personal que trabaje bajo las órdenes del profesional de la Ingeniería, debe recibir el trato justo y respetuoso que merece la dignidad humana, sin menoscabo de la exigencia de la buena calidad, honradez y el estricto cumplimiento de sus tareas. El Colegiado debe promover la capacitación del personal subalterno.

Artículo 18°. Además de las limitaciones establecidas por la Ley de Colegiación Profesional Obligatoria, son actos contrarios a la ética profesional y le están prohibidos al profesional de la Ingeniería, sea que ocupe una posición como tal o que ésta sea de índole administrativa justificada por su preparación:

- Actuar contra el decoro y prestigio de la profesión, contra la disciplina de la institución o empresa para la que presta sus servicios o contra el respeto y la solidaridad que deben guardarse sus miembros entre sí.
- Aceptar o realizar tareas o trabajos que no se ajusten a las reglas técnicas de la ciencia, y llevar a cabo, o permitir, acciones u omisiones deliberadas que pudieran originar actos maliciosos, dolosos, o contrarios al interés público, aún cuando con ello desobedezca o no atienda órdenes o instrucciones de un superior jerárquico o de un mandante.
- Permitir acciones y omisiones que favorezcan o provoquen la contratación innecesaria de ingenieros extranjeros para objetivos y labores en que la ingeniería guatemalteca sea suficiente y adecuada.
- Amparar aquellas labores de Ingeniería desempeñadas en forma provisional o permanente, por personas que no estén habilitadas legalmente para el ejercicio de la profesión.
- Nombrar o intervenir para que se nombre, en cargos que deben ser desempeñados por profesionales, a personas carentes del título respectivo.
- Suscribir y/o avalar estudios, proyectos, planos, especificaciones, dictámenes, informes o autorizaciones, que no haya estudiado o revisado personalmente.
- Hacerse responsable de proyectos o trabajos que no estén bajo su inmediata dirección, revisión o supervisión, así como trasladar sus

responsabilidades, parcial o totalmente a terceros, sin conocimiento y consentimiento del cliente y/o autoridad respectiva.

- Asociar su nombre en propaganda o actividades con personas o entidades que aparezcan indebidamente como profesionales.
- Actuar o comprometerse en cualquier forma o práctica que tienda a desacreditar el honor, la dignidad, el decoro, el prestigio y/o el correcto ejercicio de la profesión.
- Avalar mediante su firma u otro medio, las actividades de personas no autorizadas a realizar trabajos propios de la Ingeniería y/o ramas afines.
- Descuidar las obligaciones que haya asumido profesionalmente o abandonarlas antes de ser relevado de las mismas; salvo caso fortuito o causa debidamente justificada.
- Utilizar estudios, proyectos, planos, informes u otros documentos que no sean del dominio público, sin la autorización expresa de sus autores o propietarios intelectuales.
- No alertar a un colega de la posible comisión de algún error técnico.

TÍTULO IV

RELACIONES ENTRE COLEGIADOS Y EMPLEADORES

Artículo 19°. Se consideran actos contrarios a la ética profesional entre Colegiados y empleadores:

- Utilizar ideas, planos o documentos técnicos sin el consentimiento de sus autores o propietarios, salvo el caso que éstos sean del dominio público, haciendo la referencia respectiva.
- Emitir opiniones no ajustadas a la verdad, que lesionen el prestigio de otro profesional, atribuyéndole la comisión de errores profesionales cuya aclaración en caso de dudas, corresponda en última instancia al Colegio correspondiente.
- Tratar de reemplazar a un profesional de la ingeniería sin su previo consentimiento en la prestación de servicios profesionales ya iniciados o encargados anteriormente a él.
- Pretender asumir cargo público o particular que esté ejerciendo otro profesional de la ingeniería, valiéndose de actitudes y conducta impropias.
- Entrar en competencia ofreciendo prestar servicios con honorarios que estén por debajo de lo fijado por el Arancel.
- Fijar o influir en el establecimiento de honorarios y remuneraciones por servicios de ingeniera, cuando tales honorarios o remuneraciones representen, evidentemente, una compensación inadecuada para la importancia y responsabilidad de los servicios que deben ser prestados y que lesionen el prestigio de la profesión.
- Aprovecharse del desempeño de un cargo público o privado para hacerse de clientes particulares;

- Propiciar el empleo de gestiones puramente dilatorias que entorpezcan injustificadamente, los procedimientos y que perjudiquen intereses legítimos de sus clientes u otros profesionales de la Ingeniería.
- Participar en competencia de precios para obtener un contrato de estudios, asesorías técnicas, trabajos de consultoría y/o diseño;

TÍTULO V DE LA ACTUACIÓN PÚBLICA O PRIVADA

Artículo 20°. En el proceso de licitaciones, cotizaciones o eventos similares de propuestas, tanto en el sector público como en el privado se consideran como actos contrarios a la ética profesional, los siguientes:

- Dar o solicitar cualquier información previo al requerimiento respectivo que signifique dejar en situación de privilegio a un proponente con respecto a otros.
- Tratar de obtener un dictamen favorable para sí, mediante el descrédito de los demás postulantes a una propuesta.
- Dar o recibir comisiones, gratificaciones, sobornos y/u otros beneficios, por la gestión, obtención u otorgamiento de designaciones de cualquier carácter, así como para obtener u otorgar cualquier trabajo profesional.
- Ejercer influencia para conseguir propuestas, contratos y trabajos profesionales apelando a vinculaciones políticas, religiosas, de amistad o recurriendo a cualquier otro medio que no sea de orden técnico-económico, administrativo o legal debidamente.

- Prestarse a maniobras que desnaturalicen el objetivo de la licitación o concurso, tales como compartir honorarios con el licitante, ceder parte del coste de la obra, servicio o suministro, a favor del ente o persona licitante.
- Pretender utilidades a costa de la calidad y eficiencia de tales obras, servicios o suministros.
- Participar conscientemente en propuestas que no cumplan con las leyes o reglamentos vigentes o que estén reñidas con la Ingeniería y dignidad profesional
- Prestar sus servicios profesionales en la ejecución de proyectos que hayan sido objeto de concurso, en la que haya participado como proyectista, diseñador, calculista o calificador. La acción, ocultación de tales hechos, o complicidad con los mismos, tienen el carácter de falta grave contra la ética profesional y como tal deberán ser sancionadas.

TÍTULO VI

RELACIONES CON MANDANTES Y CLIENTES

Artículo 21°. Se consideran actos contrarios a la ética profesional de los profesionales de la Ingeniería en su relación con sus mandantes y sus clientes, los siguientes:

- Aceptar en provecho propio comisiones, descuentos, bonificaciones, sobornos u otros beneficios de proveedores, de contratistas o de personas interesadas en la venta de materiales, equipos o servicios o en la ejecución de los trabajos que le hayan sido encomendados.

- No guardar el secreto profesional y revelar, los hechos, actos, informes de carácter técnico, financiero o personal, de que por razón del ejercicio de su profesión conoce, sin autorización del interesado, a menos que sea requerido por un Tribunal de Justicia.
- No guardar el secreto profesional aún después de haber cesado la prestación de sus servicios profesionales.
- No actuar con imparcialidad en el desempeño como perito, árbitro, jurado, o al interpretar o adjudicar contratos, propuestas o trabajos.
- Aceptar honorarios, en función de competencia, inferiores al mínimo establecido por el Arancel.
- Divulgar procedimientos, procesos o características de equipos que estén protegidos por patentes o por contratos de secreto industrial, se considerará falta grave el caso de entrega de antecedentes indebidamente autorizados.
- No cumplir con sus compromisos contractuales u otros actos de la fe pública.
- Ofrecer honorarios menores a los de un colega cuyos servicios ya estén contratados, con el ánimo de sustituirlo.

TÍTULO VII RELACIONES CON LA SOCIEDAD

Artículo 22°. El colegiado(a) debe actuar a manera de evitar que se presenten condiciones que sean peligrosas o constituyan un riesgo para la sociedad al efectuar trabajos en los que sea responsable. En caso de no serlo, debe informar a quienes sean responsables.

Artículo 23°. El colegiado(a) está obligado a considerar a todos sus subordinados o contratistas con igualdad y justicia; con respeto a condiciones de trabajo e igualdad de oportunidades, sin efectuar discriminaciones raciales, de género, culturales, religiosas o políticas.

Artículo 24°. Se considera atentatoria contra la comunidad nacional toda actuación de un ingeniero que ponga sus conocimientos o experiencias al servicio de objetivos que dañen la economía o el desarrollo del país, disminuyan la producción, quebranten o lesionen los derechos contemplados en la Constitución o las leyes vigentes.

Artículo 25°. El colegiado(a) debe estar consciente que el Colegio al que pertenece, es un ente público no estatal que desempeña funciones que el Estado le ha delegado en beneficio de dicha comunidad.

Artículo 26°. Se considera acto contrario a la ética, el aprovecharse de situaciones de emergencia y calamidad pública, para beneficio personal

TÍTULO VIII DEBERES PARA CON EL COLEGIO

Artículo 27°. Es deber del colegiado(a) cuando se le requiera, cumplir con entusiasmo y dedicación, las tareas o responsabilidades que acepte para el mejor éxito de los fines colectivos del gremio.

Artículo 28°. Es deber del colegiado(a), cumplir con todas las normas e instrucciones que establecen las leyes vigentes relacionadas con su condición de miembro del colegio y cuando opine o critique, deberá hacerlo en forma respetuosa hacia las autoridades y demás miembros del Colegio.

Artículo 29°. Le queda prohibido al colegiado(a) ejercer discriminaciones raciales, de género, religiosas o políticas contra los colegiados y personal que labore en el colegio.

Artículo 30°. Queda prohibido al colegiado(a) colaborar o impulsar en forma directa o indirecta, medidas, leyes, ordenanzas o disposiciones que lesionen o vulneren la profesión.

TÍTULO IX RELACIONES CON LA POLÍTICA

Artículo 31°. Los colegiados(as) tienen la libertad y el derecho de sustentar las ideas de su preferencia y de manifestar sus simpatías por cualquier corriente política o ideológica. Sin embargo, no deben comprometer al Colegio, o intentar hacerlo, en posiciones político-partidistas, o realizar a nombre de la Institución o valiéndose de algún cargo en la misma, propaganda o campañas proselitistas de carácter político.

Artículo 32°. Se considera falta a la ética, optar o ejercer un cargo por elección o por nombramiento, sin tener la condición de colegiado activo cuando este requisito sea requerido.

TÍTULO X RELACIONES DOCENTES Y ACADÉMICAS

Artículo 33°. El agremiado que desempeñe un cargo docente, administrativo o de dirección, en las universidades del país, instituciones que brinden capacitación u otros centros de estudios, deberá hacerlo con dignidad profesional y observar las normas de ética. Deberá, asimismo, expresarse con decencia y abstenerse de palabras o frases que desmientan su calidad académica o profesional.

Artículo 34°. El colegiado en ejercicio de un cargo académico o docente, se abstendrá de tomar actitudes parciales que demuestren intención de favorecer o perjudicar a algún o a algunos educandos. En todos sus actos relacionados deberá actuar con idoneidad, ecuanimidad, equidad y honestidad. También se considera falta a la ética aprovecharse indebidamente de un cargo académico o docente para beneficio propio.

Artículo 35°.. El agremiado, titular de una o varias cátedras, deberá asumir totalmente su responsabilidad inherente a la titularidad y, salvo los casos que es permitido por las disposiciones que rigen la docencia en las universidades o facultades respectivas, no podrá delegar, total ni parcialmente, sus obligaciones en los auxiliares o personas no habilitadas para ello.

Artículo 36°. Se considera falta a la ética, el ejercicio de cargos académicos y docentes para los cuales se exija la calidad de profesional de la

ingeniería, el no cumplir con la condición de colegiado activo, tal como lo establece el artículo 90 de la Constitución de Política de la República y el artículo 1º. de la Ley de Colegiación Profesional Obligatoria.

3.3.2. Código civil de La República de Guatemala

El ingeniero tiene responsabilidades como contratista tanto con sus trabajadores como con el Estado. Al momento de realizar una obra civil debe respaldar su trabajo conforme lo que dicta el código civil de la República de Guatemala:

TITULO XI DEL CONTRATO DE OBRA O EMPRESA

Artículo 2000°. Por el contrato de obra o empresa, el contratista se compromete a ejecutar y entregar una obra que le encarga otra persona, mediante un precio que ésta se obliga a pagar.

Artículo 2001°. El riesgo de la obra correrá a cargo del contratista o empresario hasta el momento de la entrega, a no ser que el que hubiere de recibirla incurriere en mora, o hubiere convenio expreso en contrario.

Artículo 2002°. Cuando se haya invitado a varios constructores para hacer planos, diseños o presupuestos, con el objeto de escoger el que parezca mejor, y estén sabidos de esta circunstancia, no tienen derecho a cobrar honorarios, salvo ofrecimiento o convenio en contrario.

Artículo 2003°. El contratista cuyo plano o presupuesto haya sido aceptado, no puede cobrar honorarios aparte del que le corresponda en la obra

si él mismo tomare a su cargo el trabajo; pero si éste no se realizare por causa del dueño, podrá cobrar el precio del plano, diseño o presupuesto.

Artículo 2004°. Podrá también el autor del plano, diseño o presupuesto, cobrar su valor cuando la obra se ejecutare conforme al mismo, por otra persona, aun cuando se hayan hecho modificaciones en los detalles.

Artículo 2005°. El contratista está obligado a hacer la obra de entera conformidad con las especificaciones del contrato y, a falta de ellas, en la forma, condiciones y calidades acostumbradas en el lugar en que la obra se ejecute y que sean necesarias para el uso a que se destina. El contratista está obligado, además, a sujetarse a los principios de la técnica y al plano o diseño que haya aceptado el dueño.

Artículo 2006°. Aceptado por el dueño el presupuesto, plano o diseño, no podrá ser modificado sino por convenio expreso de ambas partes, y por escrito si el contrato constare en esa forma.

Artículo 2007°. Salvo pacto en contrario, el contratista que se encarga por un precio determinado de la construcción de un edificio u otra obra, en vista de un plano convenido con el propietario y con un plazo estipulado, no puede pedir aumento del precio aunque ocurran aumentos en los salarios o en el valor de los materiales; pero podrá hacerlo cuando se haya realizado algún cambio en el plano, que produzca aumento de obra, siempre que hubiese dado su autorización el propietario.

Artículo 2008°. Si en el curso de la obra resultare indispensable introducir modificaciones para terminarla satisfactoriamente, el contratista deberá avisarlo

al dueño, haciéndole saber el aumento del precio; y si se negare a aceptar las modificaciones sin causa justificada, podrá rescindirse el contrato.

Artículo 2009°. El contratista es responsable del trabajo ejecutado por las personas que ocupare en la obra con su trabajo o con su material, y éstas no tendrán acción contra el dueño de ella sino hasta la cantidad que éste adeude al contratista cuando se hace la reclamación.

Artículo 2010°. El contratista no puede encargar a otro la obra encomendada, a menos que se haya pactado lo contrario o que lo consienta el dueño; pero, en todo caso, la obra se hará bajo la responsabilidad del contratista.

Artículo 2011°. El dueño puede separarse del contrato pagando al contratista el trabajo realizado, los materiales empleados y la indemnización que fije el juez.

Artículo 2012°. El contratista es responsable de la infracción de las leyes y reglamentos administrativos y municipales referentes a la obra que se le encomendó y de todo daño o perjuicio que por la construcción se cause a terceros.

Artículo 2013°. El dueño está obligado a pagar el precio en la forma y plazos convenidos y, a falta de estipulación, al serle entregada la obra a su satisfacción.

Artículo 2014°. Si requerido el dueño de la obra para recibirla no concurre el día señalado o no hace, al recibirla, los reparos o reservas del caso, se entenderá que la recibe a su entera satisfacción, excepto en cuanto a vicios o

defectos ocultos y a la responsabilidad especial relativa a la construcción de edificios.

Artículo 2015°. El contratista es responsable por la destrucción o deterioro debidos a dolo o culpa de su parte, durante cinco años, contados desde la fecha de la entrega. Si el contratista y el ingeniero arquitecto o constructor fueren personas distintas, la responsabilidad será solidaria.

Artículo 2016°. Igual responsabilidad corresponde cuando la destrucción o deterioro proceden de defectos en el terreno o cimiento, si el contratista no hace al dueño las advertencias convenientes antes de emprender la construcción.

Artículo 2017°. La responsabilidad que establecen los artículos anteriores, es aplicable al caso de que el deterioro proceda de vicios de construcción no aparentes, o los defectos o deterioros se originen de haber modificado el plano o diseño sin autorización del propietario.

Artículo 2018°. El contratista que recibiere anticipos a cuenta del precio convenido, no iniciare la obra, ésta no avanzare en proporción a las sumas recibidas, sufiere atrasos injustificados, o empleare materiales de construcción que no llene las especificaciones del contrato, responderá al dueño por los daños y perjuicios que resulten. Asimismo el contratista podrá ser acusado criminalmente por el afectado o sus herederos.

Artículo 2019°. Cuando se ha encargado cierta obra a una persona por razón de sus cualidades personales, el contrato se rescinde por la muerte de ella. En este caso, el propietario debe abonar a los herederos del contratista en proporción del precio convenido, el valor de la parte de obra ejecutada y de los

materiales preparados. También procederá la rescisión, cuando el contratista no pueda terminar la obra por causa independiente de su voluntad.

Artículo 2020°. Si muere el dueño de la obra no se rescindirá el contrato, y sus herederos serán responsables del cumplimiento para con el contratista.

Artículo 2021°. El que se obliga a hacer una obra por piezas o por medida, puede exigir que el dueño la reciba en partes y se la pague en proporción de las que reciba.

Artículo 2022°. La parte pagada se presume aprobada y recibida por el dueño; pero no habrá lugar a esa presunción, solamente porque el propietario haya hecho adelantos a buena cuenta del precio de la obra, si no se expresa que el pago se aplique a la parte ya entregada.

Artículo 2023°. Lo dispuesto en los dos artículos anteriores, no se observará cuando las piezas que se manden construir no puedan ser útiles, sino formando reunidas un todo.

Artículo 2024°. Cuando la obra fue ajustada sin designación del número de piezas o de la medida total, el contrato puede resolverse por uno y otro contratante, concluidas que sean las partes designadas, pagándose la parte concluida.

Artículo 2025°. Pagado el contratista de lo que le corresponde, según el artículo anterior, el dueño queda en libertad de continuar la obra, empleando a otras personas, aun cuando aquella siga conforme al mismo plano, diseño o presupuesto.

Artículo 2026°. El constructor de una obra mueble tiene derecho de retenerla mientras no se le pague, y su crédito será cubierto preferentemente con el precio de dicha obra.

3.3.3. Reglamento de Construcción de la ciudad de Guatemala

También el ingeniero civil debe tomar en cuenta las sanciones pertinentes al momento de no realizar una planificación adecuada. Esto ayuda a evitar problemas más adelante. Se deben seguir los lineamientos de ética profesional que dicta el título VI: Sanciones del Plan regulador RG-1 Reglamento de construcción de la ciudad de Guatemala:

Artículo 168°. Las infracciones a las disposiciones del Reglamento, serán penadas con una o varias de las siguientes sanciones:

- a) Multas;
- b) Suspensión de Trabajos
- c) Demolición
- d) Prohibición de ocupación o suspensión de uso de la Edificación
- e) Suspensión temporal del uso de la firma de El Planificador o El Ejecutor

Artículo 169°.) Además de lo dispuesto en otras partes de El Reglamento, serán sancionadas las siguientes infracciones:

- Iniciar cualquier trabajo en una obra sin haber obtenido previamente la licencia municipal respectiva.

- Construir fuera de alineación, aun cuando sea por ignorancia de la alineación correcta.
- No devolver en tiempo las licencias vencidas de construcción, ampliación, modificación y/o reparación.
- Negar el ingreso a una obra a los Inspectores y/o Supervisores municipales, u obstaculizar su labor.
- Cualquier vicio de construcción imputable a El Ejecutor o El Propietario.
- No ejecutar la obra de acuerdo con los planos autorizados al efecto, El Reglamento y las ordenanzas municipales.
- No mantener en la obra planos autorizados de la misma o fotocopias, o no mostrarlos a los inspectores.
- No acatar la orden de suspensión de trabajos y/o violar el “sello” de la obra.
- No acatar la orden de corrección.
- Ocupar una edificación sin previa obtención del Permiso de Ocupación.
- No acatar las órdenes de reparación o demolición de edificaciones inseguras o peligrosas; o en otros casos en que se haya dictado conforme a este reglamento.

- Ocupar o pretender ocupar una edificación para fines diferentes al declarado en la solicitud de licencia.
- Depositar materiales en la vía pública sin cumplir con las estipulaciones del Artículo 118 del Reglamento:

Artículo 118º.) Será permitido depositar materiales en la vía pública, exclusivamente frente al predio en donde se ejecute una obra, únicamente cuando sea para operaciones de carga y descarga y toda vez que:

- Los materiales sean totalmente retirados en un plazo no mayor de 24 horas.
- No se ocupará más de un cuarto del ancho de la pista de rodadura y como máximo un ancho de 2,50 metros.
- No se ocupará la acera de tránsito de peatones.
- No se obstruirá la parte de la calle destinada al paso de agua de lluvia y si fuere necesario se colocarán plataformas que sirvan de puente.
- De ninguna manera se obstruirán tragantes o cualquier instalación de drenajes.
- La tierra procedente de excavaciones y materiales, o basura, será removida a diario y tan rápidamente como se acumule; cuando tales materiales sean secos y produzcan polvo, deberán mantenerse húmedos.

Artículo 119º.) Quienes contravengan las disposiciones del artículo anterior, serán sancionados según los prescribe El Reglamento.

Toda violación a las ordenanzas municipales y todo aquello que afecte a la seguridad o que ocasione perjuicios a terceros.

Artículo 170º. Las multas serán aplicadas por el Juez de Asuntos Municipales, conforme al Decreto 378 del Congreso, de acuerdo con la gravedad de la infracción cometida y se tendrá en cuenta como agravantes, el desacato a las disposiciones u órdenes que hubieren dado La Oficina, la reincidencia y la manifiesta intención de violar el Reglamento y/u ordenanzas municipales.

Artículo 171º. Las multas se graduarán de conformidad con lo establecido por el Decreto 378 del Congreso de la República.

Artículo 172º. El juez de Asuntos Municipales, con base en el Reglamento y si lo estima necesario con la asesoría del Jefe de La Oficina, determinará la gravedad de las infracciones.

Artículo 173º. Las multas se aplicarán sin perjuicio de las otras sanciones a que se hubieren hecho acreedores los infractores.

Artículo 174º. La suspensión de trabajos por el tiempo que fuese necesario, deberá ser ordenado por el Jefe de La Oficina; la orden deberá cumplirse en forma inmediata, sin que la suspendan los recursos interpuestos y sin perjuicio de la multa o sanciones que correspondan; no podrá reanudarse los trabajos de una obra en tanto no haya sido revocada la orden por las autoridades superiores por medio de los recursos legales.

Artículo 175°. La suspensión de trabajos de una obra se ordenará por los motivos de infracción a los incisos a), b), c), e), f), i) y j) del Artículo 169 del reglamento.

Artículo 176°. El Jefe de La Oficina, con resolución aprobatoria de la Alcaldía, está facultado para no admitir firmas de planificadores o ejecutores de obras, cuando hubieren reincidido en infracciones al Reglamento, fijando el período que dure esta no admisión o por desacato a órdenes de suspensión legalmente emitidas, mientras dura este desacato.

Contra las resoluciones que dicte la Alcaldía habrá los recursos legales y se ejecutarán al ser confirmadas por la Corporación Municipal. Cuando las infracciones fueren cometidas por profesionales colegiados y los casos así lo ameriten, el Jefe de La Oficina lo pondrá en conocimiento del Colegio respectivo, a través de la Alcaldía.

Artículo 177°. En el caso de los Constructores Prácticos, de acuerdo con la gravedad de la falta cometida, el Jefe de la Oficina ordenará la suspensión temporal del uso de la firma por los términos que crea convenientes y no pasen de 6 meses; una suspensión por más de 6 meses deberá imponerla el Juzgado de Asuntos Municipales.

Artículo 178°. En caso de accidente grave y de que El Ejecutor de una obra fuera un Práctico de Construcción Autorizado, el Jefe de La Oficina podrá ordenar la suspensión temporal de El Ejecutor, en tanto se investiga el accidente y sin perjuicio de las sanciones correspondientes.

Artículo 179°. La suspensión permanente de la Licencia como Práctico de Construcción Autorizado, únicamente podrá emanar del juez de Asuntos

Municipales, a solicitud del Jefe de La Oficina, y para ello el afectado deberá ser oído y vencido en juicio que se ventilará en el Juzgado de Asuntos Municipales.

Artículo 180°. El Juzgado de Asuntos Municipales podrá sancionar con la suspensión permanente del uso de firma a todo Práctico de Construcción Autorizado que hubiere dado lugar a reiteradas suspensiones temporales, o que en sus intervenciones se hubiese comprobado mala fe a faltas gravísimas.

Artículo 181°. Un Práctico de Construcción Autorizado podrá ser sancionado con la cancelación definitiva de la licencia de constructor, además de los casos anteriores, en los siguientes:

- Cuando se produzca un accidente grave debido a la falta de precaución del Práctico en la ejecución del trabajo, la resistencia de muros, vigas, columnas o cualquiera otra clase de apoyos, o a la mala calidad de materiales empleados.
- En caso de falsificación de firmas, falseamiento de hechos, o cualquiera otra falta grave, y sin perjuicio de las responsabilidades legales en que pudiera haber incurrido.
- Cuando el firmante en carácter de El Ejecutor no tuviera realmente a su cargo la dirección de la obra.

3.4. Responsabilidad estructural

Los edificios de concreto reforzado están estructurados por combinaciones de cimientos, vigas, columnas, muros, losas, gradas. Se debe conocer cada una para que trabajen eficientemente.

3.4.1. Generalidades en estructuras de concreto reforzado

Su respuesta ante sismos depende, entre otras, de las características de masa y de rigidez de los sistemas estructurales. Son importantes también la resistencia, el amortiguamiento y la capacidad de absorción de energía (ductilidad).

3.4.2. Elementos

Es cada una de las partes diferenciadas aunque vinculadas en que puede ser dividida una estructura a efectos de su diseño. El diseño y comprobación de estos elementos se hace de acuerdo con los principios de la ingeniería estructural y la resistencia de materiales.

- Columnas: son los miembros sometidos a compresión. Frecuentemente sirven para apoyar en ellas las vigas. Transmiten la carga de los pisos superiores hasta la planta baja y después al suelo, a través de la cimentación.
- Vigas: son elementos cuya función es soportar cargas perpendiculares a su eje longitudinal, generándose esfuerzos de flexión y de cortante.

- Losas: Además de su función principal como elementos resistentes a cargas verticales, las losas de piso actúan como diafragmas horizontales que distribuyen las fuerzas laterales a los elementos estructurales verticales que tienen que resistirlas.

3.4.3. Muros

Un muro es una pared o tapial: pared, cuando el muro no está exento, y forma parte de un edificio. tapia, una construcción lineal, vertical y exenta que sirve para proteger o delimitar un terreno. Existen diferentes tipos de muros dependiendo de su función:

- Muros de carga: se puede definir como muros de carga aquellos que soporten cargas verticales, además de su propio peso.
- Muros de corte: son aquellos muros que además de resistir cargas verticales son capaces de soportar fuerza cortante en la base.

3.4.4. Gradadas

Son los elementos de enlace que sirven para establecer un acceso o comunicación entre distintos niveles o plantas de una edificación.

La disposición más sencilla para una escalera de concreto reforzado consiste en una losa inclinada provista de peldaños construidos en su cara superior y soportada por elementos estructurales, tales como muros, columnas o vigas. También existen escaleras con peldaños en voladizo soportados por vigas.

3.4.5. Cimientos

Es el conjunto de elementos estructurales cuya misión es transmitir las cargas de la edificación o elementos apoyados a este al suelo distribuyéndolas de forma que no superen su presión admisible ni produzcan cargas zonales.

3.4.6. Sistemas estructurales

Es el modelo físico que sirve de marco para los elementos estructurales, y que refleja un modo de trabajo. Un objeto puede tener, a su vez, una mezcla de sistemas estructurales. Pueden clasificarse por su campo de actuación sistema de trabajo y material.

- Marcos rígidos: son uno de los principales sistemas estructurales que se emplea en edificaciones de concreto reforzado. Estos están conformados por vigas y columnas, unidas rígidamente, es decir que no cambia el ángulo entre los elementos, cuando el marco se deforma. Tanto las vigas como las columnas sufren flexión al actuar las cargas, sean estas verticales u horizontales. En los marcos rígidos la unión viga-columna es de gran importancia; no tiene sentido emplear elementos fuertes, rígidos y dúctiles si no se unen en forma apropiada.
- Marcos rígidos y muros de corte: sistema estructural en el cual se combinan muros de corte con marcos rígidos. Ofrece gran resistencia a cargas laterales, debido a la gran rigidez que el muro aporta.
- Estructuras tipo cajón: Son sistemas estructurales en los cuales se combinan muros de carga y losas, formando cajones cerrados.

- Estructuras especiales: En forma breve se mencionan a continuación algunos tipos de estructuras especiales de concreto.
- Cascarones: Estructuras espaciales conformadas por losas curvas (espesor pequeño en comparación con sus otras dimensiones).
- Bóvedas: Losa curva (semicircular o parabólica) siguiendo una directriz recta.
- Tanques enterrados: Sistema formado por muros y losas, diseñados para contener líquidos.
- Tanques elevados: Sistema formado por muros y losas para contener líquidos, sostenido por muros o marcos rígidos.

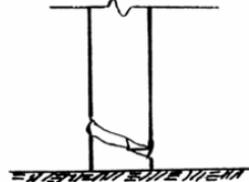
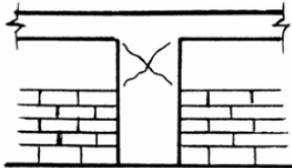
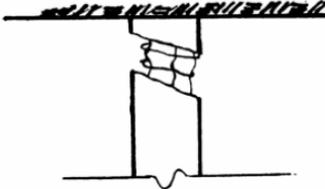
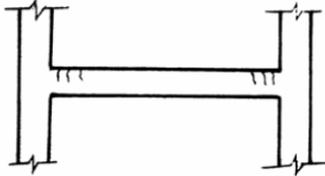
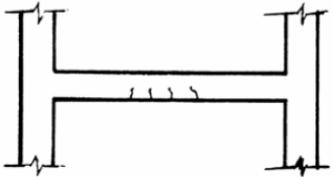
3.4.7. Descripción de fallas

Para clasificar los posibles daños sufridos por estructuras de concreto reforzado se presenta a continuación el cuadro de descripción de fallas para concreto armado y estructura de acero:

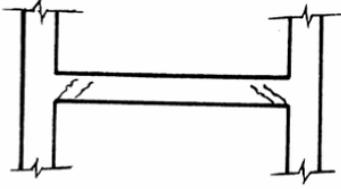
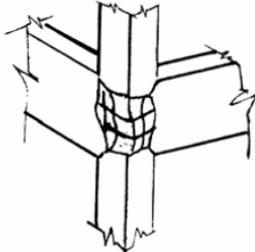
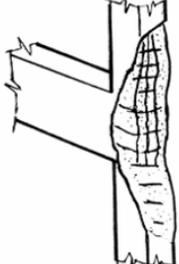
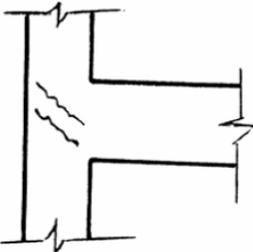
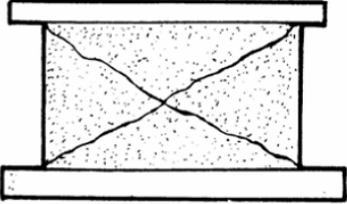
3.4.7.1. Descripción de fallas en estructuras de concreto armado

Las fallas son debido a la deformación o ruptura de los elementos que conforman la estructura, cuando las fuerzas sobrepasan los límites para los cuales han sido diseñados. Se pueden observar las siguientes:

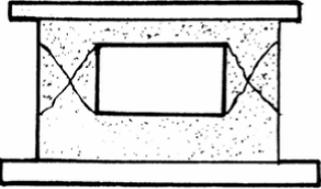
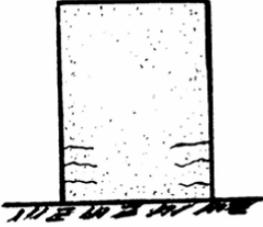
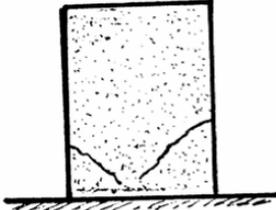
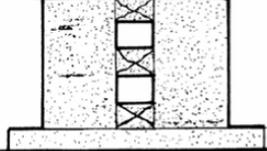
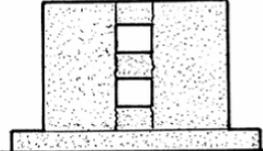
Figura 39. Descripción de fallas en estructuras de concreto armado

Elemento	Descripción de falla	Esquema
Columnas	Grietas aproximadamente a 45° en los extremos de las columnas; puede o no haber desprendimiento del concreto y exposición del refuerzo. Falla por cortante.	
Columnas	Grietas a 45° formando una X en la parte de la columna que no esta restringida por muros laterales. Falla en columnas cortas.	
Columnas	Fractura y desprendimiento del concreto, exposición y deformación del refuerzo en los extremos de la columna. Falla por flexocompresión.	
Vigas	Fisuras perpendiculares al eje de la viga, en la parte superior de los extremos de la misma. Falla por momento negativo en los extremos de las vigas.	
Vigas	Fisuras perpendiculares al eje de la viga en la parte inferior del tercio medio del claro. Falla por momento positivo.	

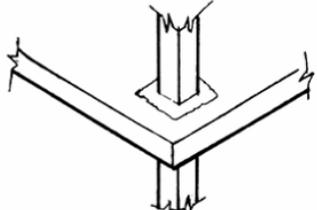
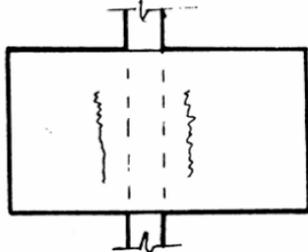
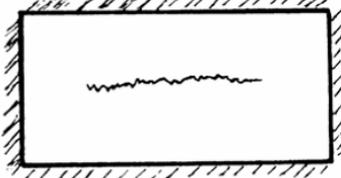
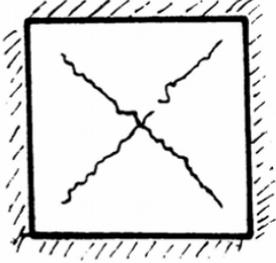
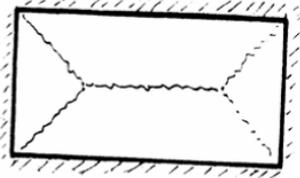
Continuación de la figura 39.

<p>Vigas</p>	<p>Grietas inclinadas, aproximadamente a 45° en los extremos de las vigas. Falla por corte.</p>	
<p>Uniones viga-columna</p>	<p>Desprendimiento del concreto, pandeo y exposición del refuerzo longitudinal de la columna. Falla por compresión por falta de confinamiento.</p>	
<p>Uniones viga-columna</p>	<p>Desprendimiento del concreto, pandeo y exposición de refuerzo de la unión. Falla por momento flector.</p>	
<p>Uniones viga-columna</p>	<p>Grietas a 45° en la unión. Falla por corte.</p>	
<p>Muros de corte</p>	<p>Grietas a 45° formando una X. Falla por corte.</p>	

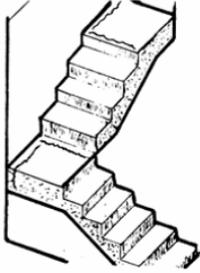
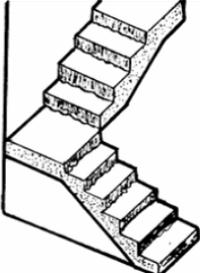
Continuación de la figura 39.

<p>Muros con aberturas</p>	<p>Grietas a 45° formando una X en las partes del muro que rodean la abertura. Falla por corte en muros con aberturas.</p>	
<p>Muros de corte (y muros de corte acoplados)</p>	<p>Grietas casi horizontales en los extremos de la base del muro. Falla por flexión.</p>	
<p>Muros de corte (y muros de corte acoplados)</p>	<p>Grietas aproximadamente a 45° en los extremos de la base del muro. Falla por cortante.</p>	
<p>Muros de corte acoplados</p>	<p>Grietas a 45° formando una X en las vigas que unen las dos porciones de muro. Falla por tensión diagonal en vigas de acoplamiento.</p>	
<p>Muros de corte acoplados</p>	<p>Grietas verticales en los extremos de la viga de acople. Falla por corte deslizante.</p>	

Continuación de la figura 39.

<p>Losas</p>	<p>Grietas alrededor de la columna siguiendo la geometría de esta. Falla por punzonamiento en losas sin vigas.</p>	
<p>Losas</p>	<p>Fisuras en la parte superior cerca del apoyo y paralelas a este. Falla por momento negativo en losas continuas.</p>	
<p>Losas</p>	<p>Grietas longitudinales al centro, en la cara inferior de la losa. Falla por flexión en losas en un sentido.</p>	
<p>Losas</p>	<p>Grietas en la cara inferior a 45° formando una X. Falla por flexión en losa cuadrada apoyada en los cuatro bordes.</p>	
<p>Losas</p>	<p>Grietas a 45° unidas por una grieta longitudinal, en la cara inferior. Falla por flexión en losa rectangular apoyada en los cuatro bordes.</p>	

Continuación de la figura 39.

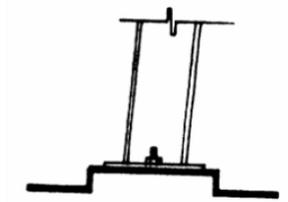
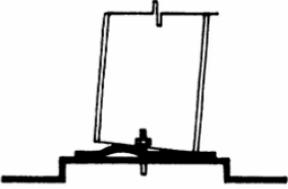
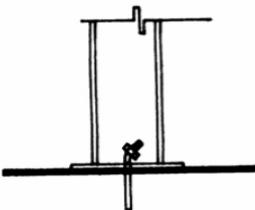
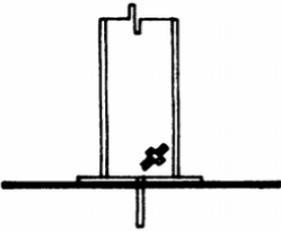
<p>Gradas</p>	<p>El evaluador debe observar cuidadosamente los elementos que soportan las escaleras, si estos presentan alguna falla o si existen grietas entre las escaleras y los elementos de apoyo debe considerarlas peligrosas para el usuario. Fallas en apoyos.</p>	
<p>Gradas</p>	<p>Grietas longitudinales entre la huella y contrahuella de las gradas, próximas a los descansos. Fallas en escalones.</p>	

Fuente: capítulo 5 de la Norma AGIES NR-6.

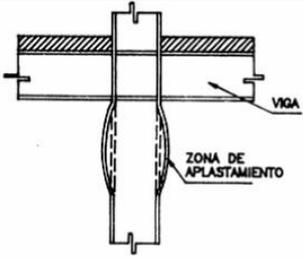
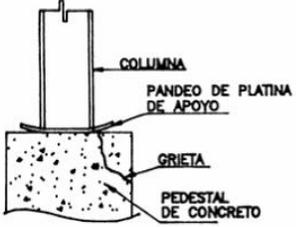
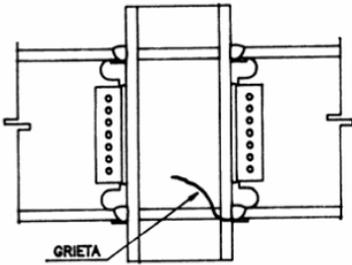
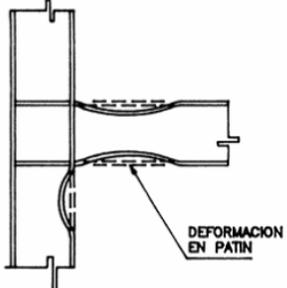
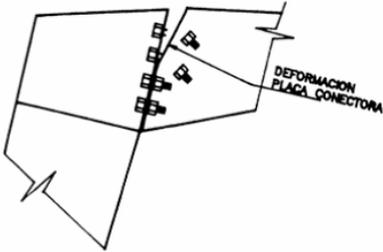
3.4.7.2. Descripción de fallas en estructuras de acero

Al igual que las estructuras de concreto armado, las fallas son debido a la deformación o ruptura de los elementos que conforman la estructura, cuando las fuerzas sobrepasan los límites para los cuales han sido diseñados. Se pueden observar las siguientes para estructuras de acero:

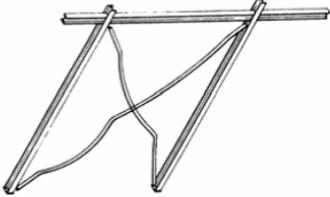
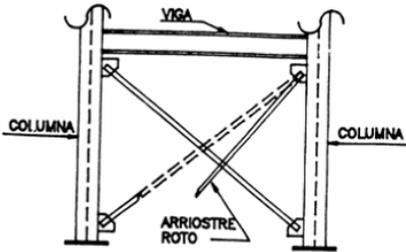
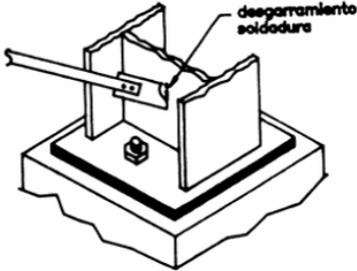
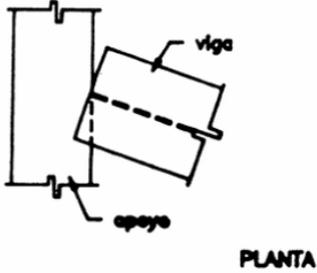
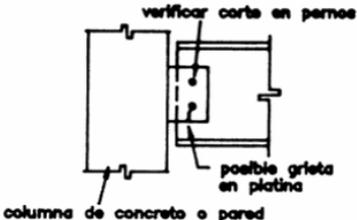
Figura 40. Descripción de fallas en estructuras de acero

Elemento	Descripción de fallas	Esquema
Columnas	Columna inclinada o fuera de plomo.	
Columnas	Columna que se muestre arqueada.	
Columnas	Desgarramiento de la soldadura en la platina de apoyo.	
Columnas	Deformación de los pernos de anclaje en el apoyo de la columna.	
Columnas	Corte de los pernos de anclaje en el apoyo de la columna.	

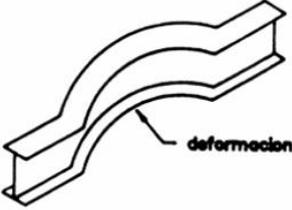
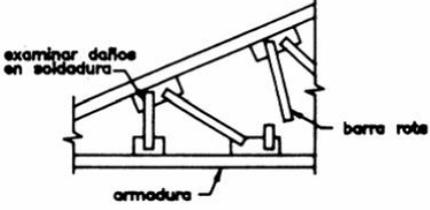
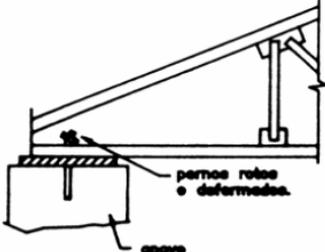
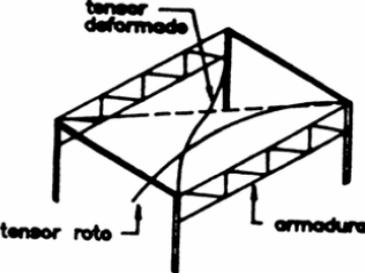
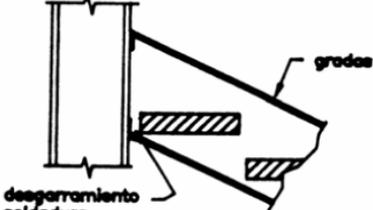
Continuación de la figura 40.

<p>Columnas</p>	<p>Aplastamiento de la columna. Falla por compresión.</p>	
<p>Columnas</p>	<p>Pandeo en la platina de apoyo y daño en el pedestal de apoyo.</p>	
<p>Uniones viga-columna</p>	<p>Grietas en soldaduras de las uniones y/o en las vigas o columnas.</p>	
<p>Uniones viga-columna</p>	<p>Deformación en los patines cerca de la junta viga-columna.</p>	
<p>Uniones viga columna</p>	<p>Pernos cortados o deformados y deformaciones en la placa conectora.</p>	

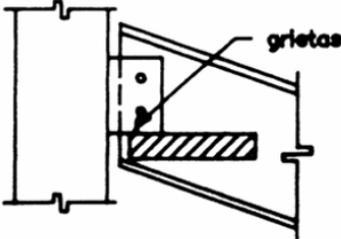
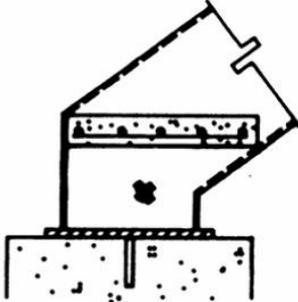
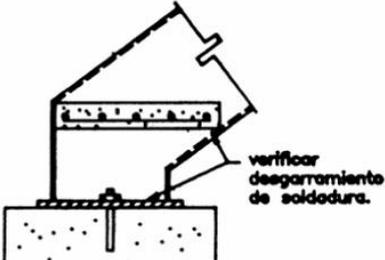
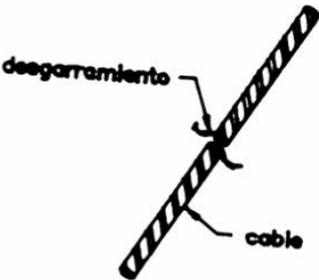
Continuación de la figura 40.

Arriostres	Arriostres arqueados o deformados.	
Arriostres	Arriostres rotos.	
Arriostres	Desgarramientos de soldaduras entre columna y platina conectora y/o pernos rotos.	
Vigas	Corrimiento o desplazamiento de los apoyos.	
Vigas	Corte en pernos y grietas visibles en las placas de unión de viga a columna o paredes de apoyo.	

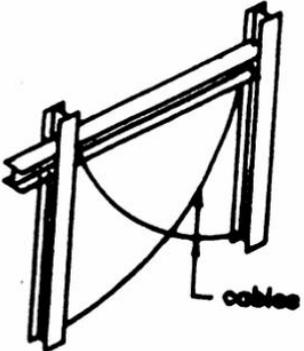
Continuación de la figura 40.

Vigas	Deformación lateral o alabeo a lo largo de la viga.	
Armaduras	Barras rotas y/o desgarramiento de las soldaduras.	
Armaduras	Pernos de apoyo rotos o deformados.	
Armaduras	Tensores del diafragma horizontal rotos o excesivamente deformados.	
Gradas	Desgarramientos en soldaduras de unión a elementos de acero.	

Continuación de la figura 40.

<p>Gradas</p>	<p>Grietas en platinas conectoras.</p>	
<p>Gradas</p>	<p>Corte de pernos de anclaje o deformaciones en los mismos.</p>	
<p>Gradas</p>	<p>Desgarramiento de soldadura entre la estructura de gradas y peldaños.</p>	
<p>Cables</p>	<p>Desgarramiento o separación de los alambres o torones que lo conforman.</p>	

Continuación de la figura 40.

Cables	Cables que presenten deformaciones excesivas, y que manifiesten una pérdida de tensión.	 Un diagrama que muestra tres cables sujetos a un punto superior y un punto inferior. El cable central está notablemente más flojo y curvado que los cables laterales, lo que indica una pérdida de tensión. Una línea con una flecha apunta al cable central con el texto "cables".
Cables	Conexiones o piezas de unión falladas que presenten desgarramiento o rotura.	 Un diagrama que muestra una conexión de cable. El cable está insertado en un anillo o pieza de unión. La parte superior del anillo está rotura y se está abriendo, lo que indica un fallo en la conexión.

Fuente: capítulo 5 de la Norma AGIES NR-6.

4. PROPUESTA DE MEJORAS Y PRODUCTO ESPERADO

4.1. Uso adecuado de materiales para una estructura de concreto reforzado

El uso que se le da a los materiales que constituyen una estructura de concreto armado es de vital importancia ya que sus propiedades físicas y mecánicas definen la vida útil de la estructura. Por tanto afectan la resistencia de la estructura ante movimientos sísmicos y afectan propiedades importantes al momento de un diseño sismo resistente como se puede apreciar en el capítulo 1, inciso 1.2, literal 1.2.5 e inciso 1.3 de este trabajo. Se hace mención de las siguientes recomendaciones de manera que ayudan a realizar un diseño sismo resistente adecuado y en base al buen uso de los materiales de construcción.

4.1.1. Recomendaciones para tratar la vulnerabilidad sísmica

La práctica convencional del diseño y la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras, comúnmente ha sido utilizar procedimientos simplificados basados principalmente en los conceptos de resistencia. Sin embargo, si no se aplica el concepto de ductilidad, no se garantiza que bajo una determinada situación sísmica la estructura tenga una trabajabilidad adecuada.

4.1.1.1. Diseño por desempeño

En los últimos 70 años, los conceptos de resistencia y desempeño se han considerado como sinónimos. Con las enseñanzas aprendidas de los sismos ocurridos durante los últimos 25 años, se ha generado un importante cambio sobre la concepción de que al incrementar la resistencia se aumenta la seguridad y se reduce el daño. Algunos códigos de diseño sismo resistente han sido actualizados haciendo énfasis en cambiar la concepción de resistencia por desempeño.

En el diseño por capacidad se busca que en la condición de falla, la estructura tenga una redistribución de resistencia que lleve a un mecanismo de falla conocido y deseable, generalmente uno diferente al de cortante. Una aplicación de este concepto es la condición de diseño de diversos reglamentos, donde se busca diseñar para el mecanismo de falla de vigas y no de columnas (columna fuerte, viga débil). El diseño por desempeño es uno de los tipos de diseño por capacidad, donde se busca que la estructura tenga un desempeño adecuado, medido a partir de variables específicas, como por ejemplo la distorsión de entrepiso.

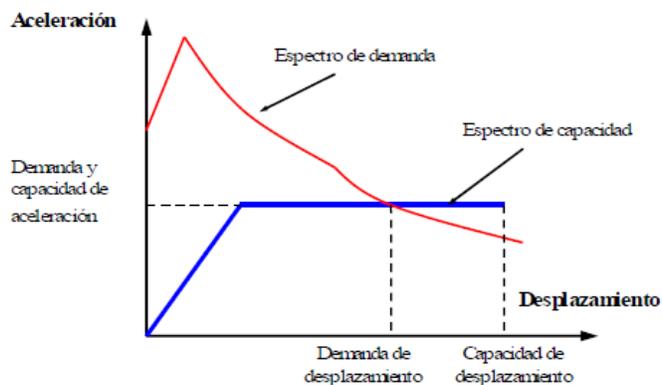
Actualmente existen dos técnicas para determinar el desempeño sísmico de estructuras existentes, o para diseñar nuevas estructuras en las que se asegure un criterio particular de desempeño. Estos métodos son: el espectro de capacidad y el método directo basado en desplazamientos. Debido a su mejor enfoque y práctica aplicación, a continuación se presentan los conceptos y el procedimiento del método del espectro de capacidad.

4.1.1.2. Espectro de capacidad

El método del espectro de capacidad es un procedimiento gráfico donde se compara la capacidad de una estructura con las demandas que le impone un determinado movimiento sísmico. El método se basa en relacionar la respuesta de una estructura de un grado de libertad (1GDL) equivalente, con la de una estructura de varios grados de libertad (VGDL).

La capacidad de la estructura está representada por una curva fuerza-desplazamiento, obtenida a partir de un análisis estático no lineal pushover. Las fuerzas cortantes en la base y los desplazamientos de la azotea son convertidos en aceleraciones y desplazamientos espectrales de un sistema equivalente de 1GDL. Estos valores espectrales definen el espectro de capacidad. El método utiliza el espectro de respuesta en formato aceleración-desplazamiento, en el cual las aceleraciones espectrales se dibujan contra los desplazamientos espectrales, con los periodos, T , representados por líneas radiales.

Figura 41. Método del espectro de capacidad



Fuente: elaboración propia, realizado en programa AUTOCAD.

En el método originalmente propuesto del espectro de capacidad, la demanda sísmica inelástica es definida por medio de un espectro elástico altamente amortiguado. Sin embargo, al calcular la demanda sísmica de esta manera, se presentan dos inconvenientes fundamentales. La primera de ellas, es la carencia de un principio físico que justifique la existencia de una relación estable entre la disipación de energía histerética y el amortiguamiento viscoso equivalente, particularmente para sistemas altamente inelásticos.

La segunda deficiencia es que el período asociado con la intersección de la curva de capacidad, puede tener poco significado de la respuesta dinámica del sistema inelástico para un espectro altamente amortiguado. Teniendo en cuenta lo anterior, Fajfar y Gaspersic (1996) proponen evaluar directamente la demanda de desplazamiento a partir del espectro de demanda inelástico, utilizando factores de reducción que relacionan el espectro inelástico con el espectro elástico básico. Este nuevo enfoque se ha denominado el método N2.

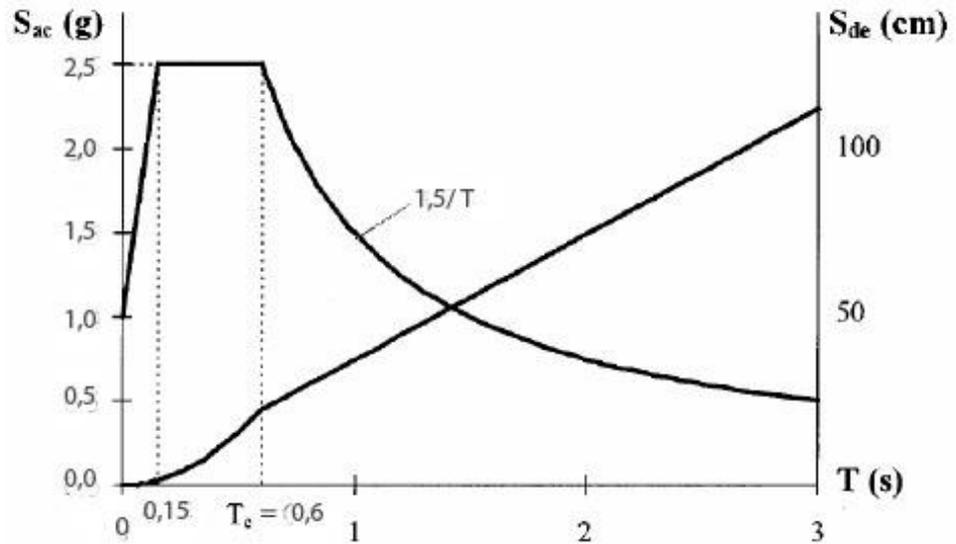
4.1.1.3. Demanda sísmica

La demanda se clasifica dependiendo de los grados de libertad que trabajan en función de la aceleración espectral y el desplazamiento. Para un sistema elástico de 1GDL se cumple la siguiente relación.

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae}$$

Donde S_{ae} y S_{de} son los valores en el espectro inelástico de la pseudo-aceleración y el desplazamiento, respectivamente. En la figura XLI, se muestra un espectro elástico típico de aceleración con 5% de amortiguamiento, y el correspondiente espectro de desplazamiento elástico (Fajfar, 1999).

Figura 42. Espectro elástico típico de aceleración y desplazamiento



Fuente: elaboración propia, realizado en programa AUTOCAD.

Para un sistema inelástico de VGDL con una relación fuerza-desplazamiento bilineal, la aceleración, S_a , pueden determinarse de la siguiente manera:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu}$$

El desplazamiento espectral de fluencia, S_y , se calcula como:

$$S_y = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a$$

Y el desplazamiento máximo inelástico, S_d , es igual a:

$$S_d = \mu S_y$$

Combinando las ecuaciones:

$$S_d = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae}$$

Donde μ es el factor de ductilidad definido como la relación entre el desplazamiento máximo y el desplazamiento de fluencia, y R_μ es el factor de reducción debido a la ductilidad (por ejemplo, debido a la disipación de energía histerética de estructuras dúctiles). Es importante mencionar que R_μ no es equivalente al factor de reducción R o Q' utilizado en los códigos de diseño. El factor de reducción de los códigos tiene en cuenta tanto la disipación de energía, R_μ , como la sobrerresistencia. Para evaluar el factor de reducción, R_μ , es posible utilizar la propuesta de Miranda y Bertero (1994):

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1, \quad T < T_c$$

$$R_\mu = \mu, \quad T \geq T_c$$

Donde T_c es el período característico del movimiento sísmico, y típicamente se define como el período de transición donde el segmento de la aceleración constante del espectro de respuesta cambia al segmento de velocidad constante. De manera que corresponde al período donde se imparte la mayor energía a la estructura.

4.1.2. Recomendaciones para esfuerzo de marcos en estructuras de concreto reforzado

Los ingenieros alrededor del mundo han diseñado edificios de marcos de concreto reforzado por varias décadas. La experiencia obtenida con sismos ocurridos alrededor del mundo ha demostrado claramente que no se puede garantizar la resistencia sísmica en los edificios de concreto reforzado cuando su seguridad sísmica depende únicamente de los marcos resistentes a momentos a menos que estos marcos hayan sido especialmente detallados para este fin.

4.1.2.1. Alternativas de marcos de concreto reforzado con muros de relleno de mampostería en regiones de alto riesgo sísmico

El problema se agrava aún más con el uso de muros de relleno de mampostería. Si bien se requieren los muros de relleno para definir los espacios del edificio, su presencia puede perjudicar el comportamiento sísmico. No es fácil alcanzar un comportamiento sísmico dúctil en edificios de marcos de concreto reforzado; se requiere un detallado sísmico especial y un nivel avanzado de destreza constructiva y control de calidad. La construcción de edificios de marcos de concreto reforzado no es una tarea fácil, e incluye un alto nivel de habilidades relacionadas con la construcción de vigas, columnas y uniones viga-columna.

Un refuerzo inadecuado de estas conexiones se torna en una amenaza seria al comportamiento básico del marco y puede llevar a consecuencia desastrosas, incluyendo el colapso de todo el edificio. En general, hasta en

países industrializados con tecnología de construcción avanzada, se considera un desafío lograr un comportamiento sísmico satisfactorio en edificios de marcos de concreto reforzado sujetos a varios ciclos de sacudidas sísmicas.

A pesar de estas limitaciones, diseñadores y constructores en varios países han convertido a los marcos de concreto reforzado resistentes a momentos en el sistema dominante para edificios de varios niveles, y la construcción de estos sistemas sigue en alza a lo largo del mundo.

Los autores de este tutorial quieren enfatizar que no se debe confiar en los marcos de concreto reforzado, con muros de relleno diseñados para resistir momentos, como sistemas capaces de proveer un nivel satisfactorio de seguridad en regiones de alta sismicidad. Se espera que los sistemas alternativos para edificios discutidos en este capítulo proporcionen un mejor nivel de seguridad sísmica que la que proveen los sistemas actuales de edificios de marcos de concreto reforzado no dúctiles con muros de relleno de mampostería.

4.1.2.2. Estructuras de mampostería confinada

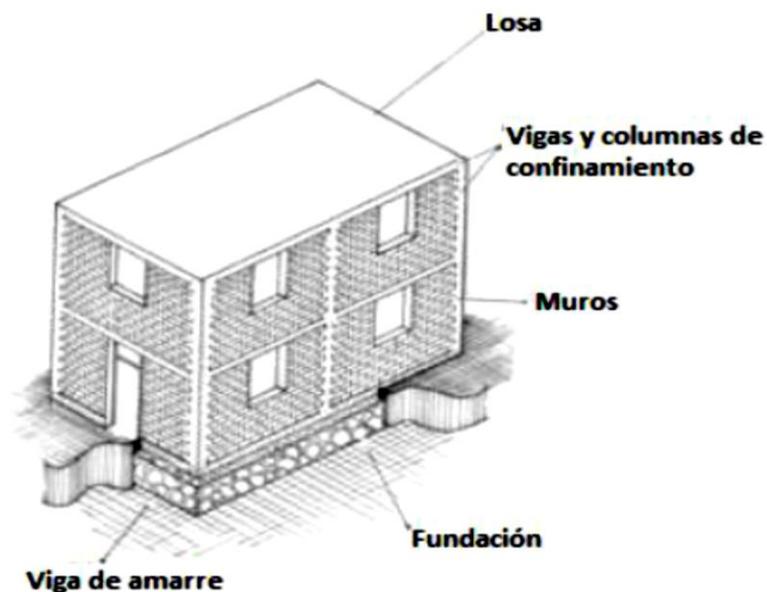
La construcción de mampostería confinada consiste de muros de mampostería (hechos de bloques de arcilla o de concreto) y elementos confinantes de concreto horizontales y verticales, provistos en los cuatro lados del muro de mampostería. Los elementos verticales, llamados columnas de amarre, asemejan a las columnas en la construcción de marcos de concreto reforzado. Los elementos horizontales, llamados vigas de amarre, asemejan a las vigas en la construcción de marcos de concreto reforzado.

Los componentes estructurales de los edificios de mampostería confinada son:

- Muros de mampostería: transmiten las cargas gravitacionales de la losa hasta las fundaciones, y también resisten fuerzas sísmicas. Los muros deben estar confinados por vigas y columnas de amarre para asegurar un desempeño sísmico satisfactorio.
- Elementos confinantes (columnas y vigas de amarre): proveen restricción a los muros de mampostería y los protegen de la desintegración total ante sismos mayores; estos elementos no resisten cargas gravitacionales.
- Losas de techo y piso: transmiten cargas gravitacionales y laterales a los muros. Durante un sismo, las losas se comportan como vigas horizontales y se conocen como diafragmas.
- Zócalo: transmite las cargas de los muros a las fundaciones. Además, protege los muros del nivel inferior de asentamientos excesivos en condiciones de suelos suaves.
- Fundación: transmite las cargas de la estructura al suelo.

Los componentes de un edificio típico de mampostería confinada se muestran en la figura siguiente. La apariencia de las construcciones de mampostería confinada y la de marcos con muros de relleno de mampostería pueden parecer muy similares para la persona común. Sin embargo, estos sistemas constructivos son sustancialmente diferentes. Las diferencias principales se relacionan con la secuencia constructiva, así como con su comportamiento ante condiciones sísmicas.

Figura 43. **Edificio típico de mampostería confinada**



Fuente: GUTIÉRREZ, Jorge. El desempeño sísmico de los edificios de marcos de concreto reforzado rellenos con paredes de mampostería. p. 123.

Estas diferencias se resumen en la tabla XVII. En la construcción con mampostería confinada, los elementos confinantes no están diseñados como marcos para resistir momentos; como resultado de esto, el detallado de refuerzo es simple. En general, los elementos confinantes poseen una menor sección transversal que las que tendrían las vigas y columnas del marco de concreto reforzado. Los elementos confinantes requieren una menor cantidad de refuerzo que las vigas y columnas de un marco de concreto reforzado.

Tabla XVII. **Comparación de los edificios de marcos de concreto reforzado y de mampostería confinada**

Item	Edificio de marcos de CR	Edificio de mampostería
Sistema resistente de cargas gravitacionales	El marco de CR resiste las cargas laterales y gravitacionales a través de las vigas, columnas y sus conexiones.	Los muros de mampostería son los elementos portantes principales y se espera que lleven las cargas laterales y gravitacionales. Las cargas laterales se resisten por puntales diagonales que se forman en el muro y por fuerzas de tracción y compresión en las columnas de confinamiento.
Construcción de la fundación	Una fundación aislada debajo de cada columna	Una fundación corrida a lo largo de todo el muro con viga de amarre de CR
Secuencia constructiva de la superestructura	<ul style="list-style-type: none"> • Se construye el marco primero. • Se construyen los muros de mampostería en una etapa posterior 	<ul style="list-style-type: none"> • Se construyen primero los muros de mampostería. • Seguidamente, se cuelan en sitio las columnas de amarre. • Finalmente, se construyen las vigas de amarre junto con las losas de piso o techo.

Fuente: GUTIÉRREZ, Jorge. El desempeño sísmico de los edificios de marcos de concreto reforzado rellenos con paredes de mampostería. p. 125.

4.1.2.3. **Edificios de marcos de concreto reforzado con muros de corte**

Los edificios de marcos de concreto reforzado pueden proveerse de muros similares a placas verticales (usualmente llamados muros de corte), además de las losas, vigas, columnas y muros de relleno. Estos muros deben ser continuos a lo alto de todo el edificio, empezando desde el nivel de la fundación.

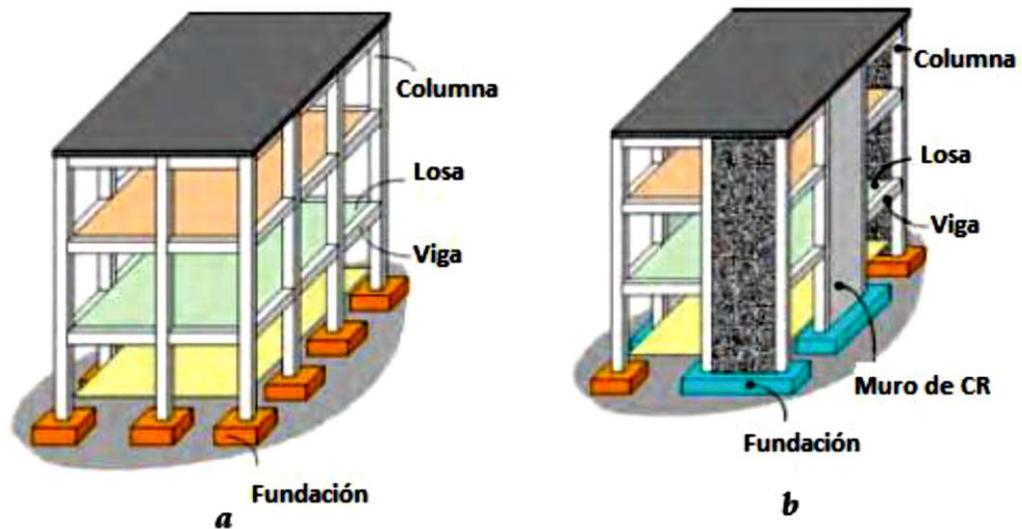
El espesor puede variar desde 150 milímetros para edificios de baja altura hasta 400 milímetros para edificios de gran altura. Estos muros usualmente se colocan tanto a lo largo como a lo ancho del edificio. Estos actúan como vigas orientadas verticalmente las cuales transmiten las cargas sísmicas hacia la fundación. Por ende, los edificios de marcos con muros de corte tienen dos sistemas para resistir los efectos de un sismo fuerte:

- Un marco tridimensional resistente a momentos (con vigas, columnas y losas interconectadas).
- Muros de corte de concreto reforzado orientados en una o dos direcciones del edificio.

Las columnas de los edificios de marcos y con muros de corte se encargan principalmente de transmitir cargas gravitacionales por ejemplo, las cargas por el peso propio y los contenidos del edificio). Los muros de corte proveen gran resistencia y rigidez en la dirección de su orientación; esto reduce significativamente el desplazamiento lateral del edificio y, por lo tanto, los daños de los componentes estructurales y no estructurales. Ya que los muros de corte también resisten fuerzas sísmicas horizontales grandes, los efectos de vuelco también son grandes.

Por esto, debe ponerse atención especial al diseño de sus fundaciones. Es preferible incluir muros de corte en ambas direcciones del edificio. Sin embargo, cuando solo se proveen en una dirección, debe proveerse un marco sismorresistente capaz de resistir momentos (ej. cuadrícula de vigas y columnas) a lo largo de la otra dirección para resistir los efectos sísmicos.

Figura 44. **Edificios de marcos de concreto reforzado: columna, viga, losa y muros de corte**



Fuente: GUTIÉRREZ, Jorge. El desempeño sísmico de los edificios de marcos de concreto reforzado rellenos con paredes de mampostería. p. 128.

Pueden hacerse aberturas de puertas y ventanas en los muros, pero su tamaño debe limitarse, para asegurarse una interrupción mínima del flujo de las cargas a través del muro. Además, estas aberturas deben colocarse de manera simétrica. Se requieren revisiones especiales en el diseño para asegurar que el área del muro en la abertura sea suficiente para resistir las cargas sísmicas horizontales. Para reducir los efectos dañinos de la torsión en el edificio, sus muros deben colocarse simétricamente en planta.

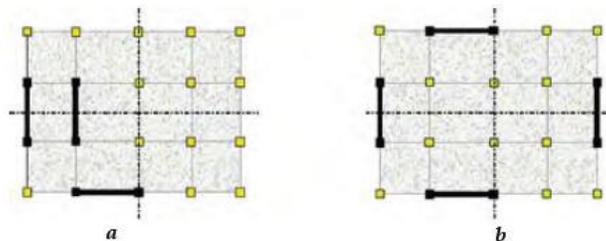
Los mismos pueden colocarse simétricamente en planta en una o en sus dos direcciones. Estos muros son más efectivos cuando se colocan a lo largo del perímetro exterior del edificio: tal disposición aumenta la resistencia del edificio a la torsión.

Los muros son alargados en su sección transversal, o sea, una dimensión de la sección es mucho mayor que la otra. Aunque la sección rectangular es la más común, también se usan formas en L, C o U. Los ductos vacíos de los ascensores también actúan como muros de corte.

Los muros de corte deben diseñarse y construirse de manera que se asegure el comportamiento dúctil. Las proporciones geométricas generales del muro, el tipo y cantidad de refuerzo, y las conexiones con los otros elementos del edificio pueden ayudar a mejorar la ductilidad. En los muros de corte, deben proveerse barras de acero de refuerzo espaciadas en intervalos regulares horizontal y verticalmente.

El refuerzo vertical y horizontal puede colocarse en una o dos capas paralelas (también llamadas mallas). El refuerzo horizontal debe estar anclado en los extremos del muro. Este refuerzo debe distribuirse uniformemente a lo largo de la sección transversal del muro.

Figura 45. **La disposición de los muros debe ser simétrica para evitar efectos torsionales**

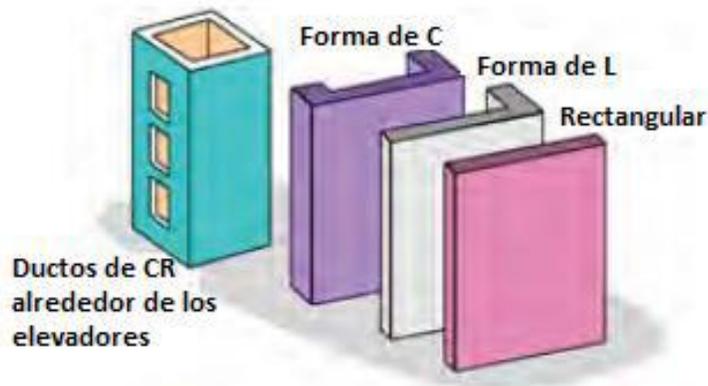


Fuente: elaboración propia, realizado en programa AUTOCAD.

- (a) No se desea una ubicación asimétrica de los muros de CR.

- (b) Se desea una disposición simétrica de los muros en los dos ejes y a lo largo del perímetro.

Figura 46. **Muros de corte en edificios, diferentes geometrías son posibles**



Fuente: GUTIÉRREZ, Jorge. El desempeño sísmico de los edificios de marcos de concreto reforzado rellenos con paredes de mampostería. p. 131.

Las regiones extremas de los muros de corte experimentan esfuerzos grandes de compresión y tracción debido a los efectos de vuelco que se generan por las fuerzas sísmicas horizontales. Para asegurar que el muro de corte tenga un comportamiento dúctil, los extremos del muro deben reforzarse de una manera especial para resistir estas reversiones de carga. Las regiones extremas del muro con un aumento de confinamiento se llaman elementos de borde. El refuerzo de confinamiento transversal especial en los elementos de borde es similar al que se provee en las columnas de marcos de concreto reforzado.

Algunas veces, el espesor del muro de corte se aumenta en los elementos de borde. Los elementos de borde en muros aumentan la resistencia a la flexión

y la capacidad para soportar fuerzas horizontales de cortante y son, por lo tanto, menos susceptibles a los daños ocasionados por sismos que los muros sin elementos de borde.

4.1.3. Aplicación de diseño sismoresistente según estudio de demanda sísmica en la República de Guatemala

La tectónica de Guatemala es el resultado de la interacción de tres placas tectónicas importantes, Norteamérica, Cocos y Caribe, por lo que la amenaza sísmica del territorio está determinada por la actividad de fuentes sísmicas asociadas a diferentes procesos que tienen lugar en los márgenes de dichas placas.

Una de las fuentes principales de sismos es la fosa de subducción, asociada al límite de placas Cocos y Caribe. Dentro de ella cabe distinguir una zona de subducción superficial ($h = 50$ km), localizada a unos 120 kilómetros de la costa, donde la placa de Cocos comienza a sumergirse bajo la placa del Caribe, y otra de subducción intermedia y profunda ($h > 50$ kilómetros), localizada ya bajo el continente, llegando a profundidades de hasta 250 kilómetros.

En conjunto, la zona de subducción representa la fuente de los mayores terremotos históricos ocurridos en Centroamérica, incluyendo Guatemala y es la única fuente que tiene dimensiones laterales suficientes para generar un terremoto de magnitud $M_w = 8$ y la más alta frecuencia de eventos de $M_w > 7$ en toda la región.

Figura 47. **Mapa tectónico de Centroamérica, con indicación de los mayores elementos estructurales**



Fuente: Villagrán et al, 1997.

La segunda gran estructura a considerar es el sistema de fallas Chixoy-Polochic-Motagua, que se extiende desde la costa del Caribe hasta la frontera con México, y está asociado al límite de placas Norteamérica-Caribe. Las fallas están alineadas paralelamente en dirección ENE-WSW, y hay evidencia de terremotos producidos por complejos procesos de ruptura en ellas, con desplazamientos promedio hasta de 1 metro. Algunos ejemplos son el sismo de 1976, de $M_w = 7,5$ en la falla de Motagua, o el de 1816 en Chixoy-Polochic, de M_w estimada entre 7,5 y 7,8.

Otra importante fuente de actividad está relacionada con la cadena de volcanes en Centroamérica, que es paralela a la fosa de subducción y se extiende desde el Noroeste de México hasta el Sureste de El Salvador. Debido a fuerzas originadas por una componente de colisión oblicua en la zona de subducción, los terremotos originados en la cadena son generalmente considerados de origen tectónico, aunque en algunos casos han ido acompañados de erupciones volcánicas. Estos sismos han sido de magnitud moderada, $M_w < 6,5$ pero han causado gran destrucción, debido a que tienen foco superficial (profundidad menor que 25 km) y sus epicentros coinciden con centros de población.

Por otra parte, hay una cierta actividad sísmica asociada a la depresión de Honduras, donde se presentan pequeños segmentos de fallas normales, que forman parte de una secuencia de grábenes en echelón (Bommer et al., 1998). Estos terremotos son superficiales y poco frecuentes, pero pueden representar una fuente de amenaza para la zona limítrofe de Guatemala. Por último, la región de Petén tiene alguna actividad sísmica, pero en ella sólo se han producido eventos de pequeña magnitud, y con una tasa considerablemente menor que la de las zonas anteriores.

Las fuentes mencionadas tienen un potencial sísmico variable, pudiendo producirse en ellas terremotos de diferentes magnitudes máximas y con distintas leyes de recurrencia. Además, la atenuación también varía entre las distintas zonas, y los movimientos que se generan en ellas son de características bien diferenciadas, tanto en amplitud, como en contenido frecuencial y duración.

Teniendo en cuenta los condicionantes que concurren en la amenaza sísmica de la zona, se ha establecido una metodología basada en la definición

de escenarios y la estimación independiente de la contribución de cada uno a la peligrosidad del territorio. Dicha metodología tiene por objetivo estimar los espectros de respuesta asociados a los correspondientes movimientos en cualquier punto del territorio, que serán después comparados con los propuestos en el borrador del Código Sísmico de Guatemala (Normas Estructurales de Diseño y Construcción para la República de Guatemala, AGIES NR-1, 1999). El fin último es aumentar el conocimiento de la amenaza y establecer criterios sismo resistentes que sirvan de base para la adopción de una normativa en el país.

4.1.3.1. Metodología propuesta y estudio realizado

La metodología propuesta considera especialmente las características que determinan la peligrosidad de Guatemala, con fuentes de origen muy diverso, por lo que resulta idóneo el cálculo de la peligrosidad separando la contribución de diferentes escenarios, con la consiguiente caracterización del movimiento esperado por acción de cada uno de ellos. Esta metodología se establece con dos acepciones –probabilista y determinista-, con el fin último de estimar los espectros de respuesta correspondientes a los sismos máximos o esperados en cada escenario definido, siguiendo la línea de desagregación de la peligrosidad actualmente vigente.

Una aplicación de la misma se ha desarrollado en ciudad de Guatemala, en un emplazamiento genérico en roca, cuyos resultados se presentan en este trabajo.

En el cálculo determinista, cada escenario se caracteriza por un evento de cierta magnitud y localización, que se representará por un par magnitud-distancia (M, R). Siguiendo un criterio conservador, se tomará el máximo sismo

potencial del conjunto de zonas que define el escenario, y se situará en el límite más próximo al emplazamiento de estudio. El par (M, R) se configura entonces con la magnitud máxima y la distancia mínima de la zona.

El cálculo de espectros de respuesta representativos del movimiento de cada escenario se hará finalmente aplicando modelos de movimiento fuerte, en términos de aceleraciones espectrales, ($SA(w)$), en función de M, R y un factor indicativo del tipo de suelo (S).

En el análisis probabilista se efectuará un cálculo de la peligrosidad en cada emplazamiento, sumando la contribución de zonas dentro de un mismo escenario, y tratando a su vez los diferentes escenarios de manera independiente para la estimación de los correspondientes espectros característicos de los movimientos probables. El cálculo se realizará siguiendo la metodología de Cornell (1968), por medio del programa NPRISK (Dhale, 1994), que permite distintas opciones para cada paso, y la construcción del árbol lógico, cuantificando las incertidumbres.

En este análisis, cada zona dentro de un escenario debe ser caracterizada por su ley de recurrencia, la magnitud máxima y la magnitud mínima. Se aplicarán entonces leyes de atenuación de ordenadas espectrales, además de la PGA, y se determinará la peligrosidad en el emplazamiento, expresada por medio de estos parámetros. Como resultado de este análisis se obtendrán las curvas de peligrosidad por cada uno de los escenarios definidos y para cada frecuencia de interés. En un paso final, para cada escenario se calculará el espectro de respuesta asociado a una probabilidad fijada, tomando los valores de las ordenadas espectrales para esa probabilidad.

Cada espectro así construido representará el movimiento esperado en el emplazamiento, con la probabilidad fijada, debido a la acción sísmica de las fuentes englobadas en cada escenario. Esto permite comparar entre sí los espectros correspondientes a los diferentes movimientos, y establecer cuál resulta más determinante en cada rango de frecuencias, lo que supone evaluar qué escenarios representa mayor peligro para una determinada instalación.

4.1.3.2. Escenarios de peligrosidad definidos

Para el análisis de la peligrosidad, tanto determinista como probabilista, se ha partido del modelo de zonas sismogénicas definido por Ligorria (1995), mostrado en la figura 48.

Figura 48. Mapa de epicentros y zonas sismogénicas



Fuente: Ligorria, Modelo de zonas sismogénicas. Guatemala 1995.

Los escenarios de peligrosidad se han definido considerando las principales fuentes sismotectónicas en la región y las zonas sismogenéticas se han reagrupado, de modo que cada escenario incluye aquellas zonas que tienen características similares, y que generarían un mismo tipo de movimiento en el emplazamiento. La definición hecha es la siguiente:

- Cadena volcánica: zonas 3, 4 y 5
- Sistema de fallas Chixoy-Polochic-Motagua: zonas 6, 7 y 8
- Subducción superficial: zona 1
- Cuenca de Petén: zonas 9 y 10
- Depresión de Honduras: zona 2

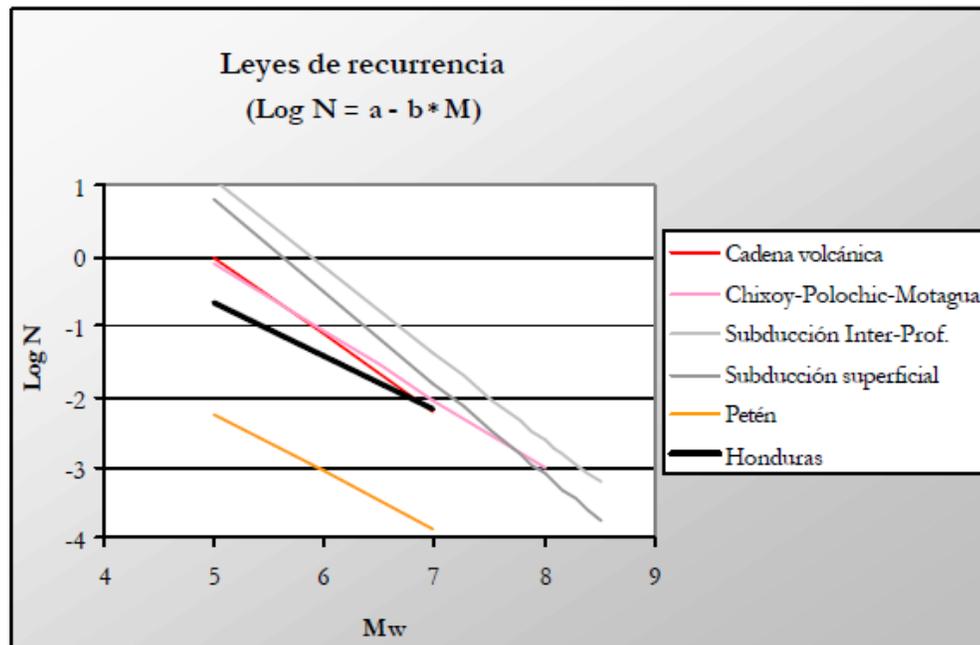
Para cada zona se han tomado los parámetros de la ley de recurrencia, (a y b de la ley Gutenberg-Richter): la ley de Gutenberg-Ritcher (1958) es una ecuación que permite cuantificar la relación Frecuencia - Magnitud de la actividad sísmica de una región. Dicha cuantificación se mide de la siguiente manera:

$$\log_{10} N = a - bM$$

Donde N representa la recurrencia sísmica anual de magnitud mayor o igual a M, a y b son constantes determinadas por la naturaleza sísmica de la región. Estas constantes (calculadas con base en la aplicación de mínimos cuadrados) necesitan ser actualizadas frecuentemente, con base en información elaborada por Organizaciones e Institutos para tal fin, junto con la magnitud máxima y la magnitud mínima estimados en el estudio de Lígorría et. al. (1995). Estas leyes son mostradas en la figura 49 donde puede observarse que varían mucho de un escenario a otro, hecho que tiene una importante trascendencia en el cálculo probabilista de la peligrosidad.

La figura 49 nos da bastante información sobre la sismicidad de cada escenario definido, indicando en concreto que el mayor número de sismos para cada grado de magnitud se produce en las zonas de subducción, es decir en las zonas costeras. Después siguen en importancia las zonas de fallas Norteamérica-Caribe y las zonas volcánicas, donde el número de sismos registrados es menor que en las anteriores. Por último podemos ver que las recurrencias son bajas en la Depresión de Honduras y en Petén, y por ello estos escenarios van a contribuir poco a la peligrosidad. Una vez conocida la sismicidad de cada escenario, se procede a introducir las leyes de atenuación, para estimar el correspondiente movimiento en cada punto de estudio.

Figura 49. **Leyes de recurrencia de los diferentes escenarios de peligrosidad definidos**



Fuente: elaboración propia, realizado con programa Excel.

4.1.3.3. Leyes de atenuación

Para esta parte del análisis se han recopilado leyes de atenuación formuladas con datos de Centroamérica, dado que no existen registros acelerométricos en Guatemala, para disponer de una ley de atenuación local.

Existen publicadas dos leyes o modelos de movimiento fuerte para la región. El primero, desarrollado por Climent et al. (1994) se ha deducido con datos de Costa Rica, México, Nicaragua y El Salvador, en principio resulta idóneo para nuestro estudio. Pero presenta el problema de establecer una única relación para todos los tipos de eventos sin distinguir sismos de subducción de otros más superficiales. El segundo modelo existente es el de Schmidt et al (1997), que es formulado con datos de Centroamérica, principalmente de Costa Rica.

Este modelo distingue relaciones para eventos corticales y profundos de subducción, algo en principio más realista que la consideración de un único modelo. Por esta razón, en este estudio se ha adoptado este último como ley de atenuación, aunque se han contrastado también los resultados con otras leyes, y las diferencias no resultan muy significativas.

4.2. Producto esperado

Se espera que con las propuestas y estudios vistos a lo largo de este capítulo se pueda tener un resultado satisfactorio en estructuras de concreto armado donde se espera encontrar el siguiente producto.

4.2.1. Adecuada vulnerabilidad sísmica

Las obras de ingeniería civil se desarrollan de manera multidisciplinaria con el propósito de satisfacer las necesidades sociales de la manera más funcional, económica y segura posible. En cuanto a la seguridad, uno de los peligros más difíciles que enfrenta la ingeniería es el diseño sismo resistente, el cual busca que las estructuras de los edificios soporten las cargas sísmicas sin poner en riesgo la vida humana.

Las tendencias modernas de diseño sismo resistente se encuentra fundamentado en pilares que han sido desarrollados en base a la experimentación, observación y aportes de múltiples especialidades como la estadística, el cálculo, la física, la mecánica, la matemática, la computación, la química, la geología y muchas otras disciplinas según su aplicabilidad y el ingenio de investigadores y diseñadores. En países desarrollados se estudian nuevos métodos de diseño y se perfeccionan otros, ya que se han comprendido aspectos del planeta en relación a los sismos, tan increíbles, que hasta principios del siglo pasado parecían inalcanzables para la mente humana.

Se han desarrollado parámetros de medición y parámetros de caracterización de los suelos y las estructuras en su función de respuesta a los sismos; se desarrollan técnicas de construcción avanzadas como el aislamiento sísmico y los disipadores de energía y se ha correlacionado el ambiente natural al cual se está expuesto con lo construido por el hombre y sin embargo aún falta mucho por investigar.

Guatemala aún necesita mucho desarrollo en materia de estudios y normas en las áreas que competen a la ingeniería estructural y sísmica, a pesar de ser uno de los países con mayor riesgo sísmico en el planeta, por

encontrarse en la unión de tres placas tectónicas, las diversas condiciones económicas, políticas, culturales y sociales que han existido a lo largo de la historia han servido para limitar muchos aspectos y la investigación y desarrollo en temas de sismología no han sido la excepción.

Con un mundo cada vez más competitivo y globalizado se hace necesario avanzar hacia mejores condiciones en todos los aspectos posibles. En la antigüedad, un terremoto era sinónimo de cuantiosas pérdidas humanas y materiales y en ocasiones, hasta implicaba un retroceso en el desarrollo de una sociedad. En la actualidad, países desarrollados han logrado minimizar sus pérdidas de tal manera que después de un terremoto fuerte, pueden volver a la normalidad en tiempos cortos, sin sufrir mayores pérdidas económicas, materiales ni humanas.

Las nuevas tendencias del diseño sísmo resistente se enfocan, principalmente, en los siguientes aspectos:

- Conocer de la mejor manera posible la amenaza natural a la que se está expuesto, a fin de evitar que se coloque una estructura en riesgo, hasta donde sea posible.
- Conocer la respuesta del sitio para correlacionar la información que proporciona la geología y la sismología en cuanto a amplificación de ondas y respuesta del suelo a excitaciones sísmicas con el cálculo y el diseño estructural.
- Diseñar de la manera más económica posible de las estructuras, de tal forma que pueden soportar los fenómenos sísmicos de magnitud máxima

más probables durante el período de vida útil y de funcionamiento de la estructura sin que ésta colapse o sufra daños considerables.

- Diseñar las estructuras de manera que si se presenta un fenómeno sísmico por arriba de la magnitud de diseño esperada, el edificio esté capacitado para deformarse e incluso soportar distintos grados de daño sin colapsar en función de preservar la vida de los habitantes de la estructura.

Que las estructuras puedan volver a su funcionamiento normal en el menor tiempo posible después de los eventos sísmicos para no interferir con el desarrollo de las actividades de la sociedad guatemalteca.

4.2.2. Marcos estructurales sismoresistentes

La ventaja de utilizar marcos estructurales en una estructura de concreto armado es para distribuir las cargas que actúan en la misma hacia el suelo evitando de esta manera fenómenos observados como la torsión y deformación de materiales.

Sin embargo los marcos pueden combinarse con diferentes técnicas de mampostería que ayudan a realizar estructuras más eficientes ante sismos, entre estas técnicas se encuentra.

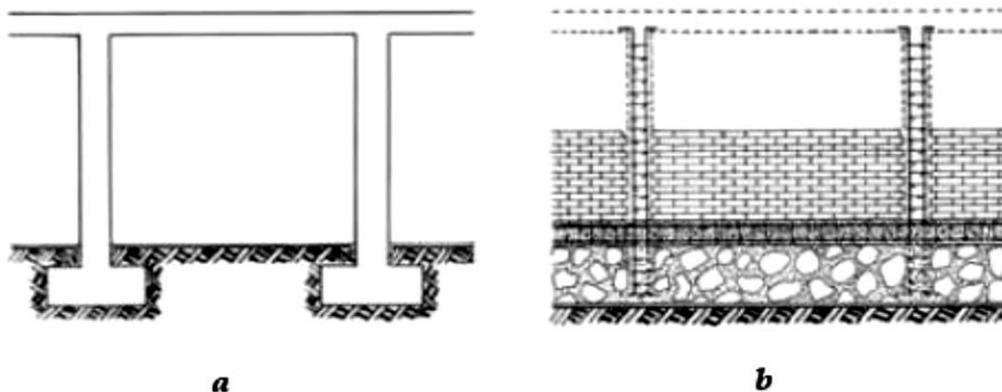
4.2.2.1. Ventajas de estructuras de mampostería reforzada

La mampostería confinada ofrece una alternativa tanto para la mampostería sin refuerzo como para la construcción con marcos de concreto

reforzado. Esta práctica constructiva ha evolucionado a través de un proceso informal basado en un comportamiento satisfactorio en sismos anteriores. El primer uso reportado de mampostería confinada fue en la reconstrucción de los edificios destruidos por el sismo de 1908 en Messina, Italia (magnitud 7,2), el cual mató a más de 70 000 personas. Subsecuentemente, en la década de 1940, esta tecnología constructiva se introdujo en Chile y México.

En los últimos 30 años, la construcción con mampostería confinada se ha desarrollado en la región mediterránea de Europa (Italia, Eslovenia, Serbia), Latinoamérica (México, Chile, Perú, Argentina, y otros países), el Medio Oriente (Irán), y Asia (Indonesia, China).

Figura 50. **(a) Un edificio de marco de concreto reforzado, y (b) un edificio de mampostería confinada durante su construcción, antes de construir la altura completa del muro de mampostería**



Fuente: GUTIÉRREZ, Jorge. El desempeño sísmico de los edificios de marcos de concreto reforzado rellenos con paredes de mampostería. p. 131.

Es importante notar que la construcción con mampostería confinada se práctica en países y regiones con alto riesgo sísmico. Varios ejemplos de construcciones con mampostería confinada alrededor del mundo, de Argentina, Chile, Irán, Serbia y Eslovenia, se presentan en la WHE (EERI/IAEE 2000). En las publicaciones de Blondet (2005), Brzev (2006) y Anthoine y Taucer (2006) se explican más detalles de la construcción con mampostería confinada.

4.2.2.2. Ventajas de marcos de concreto reforzado con muros de corte

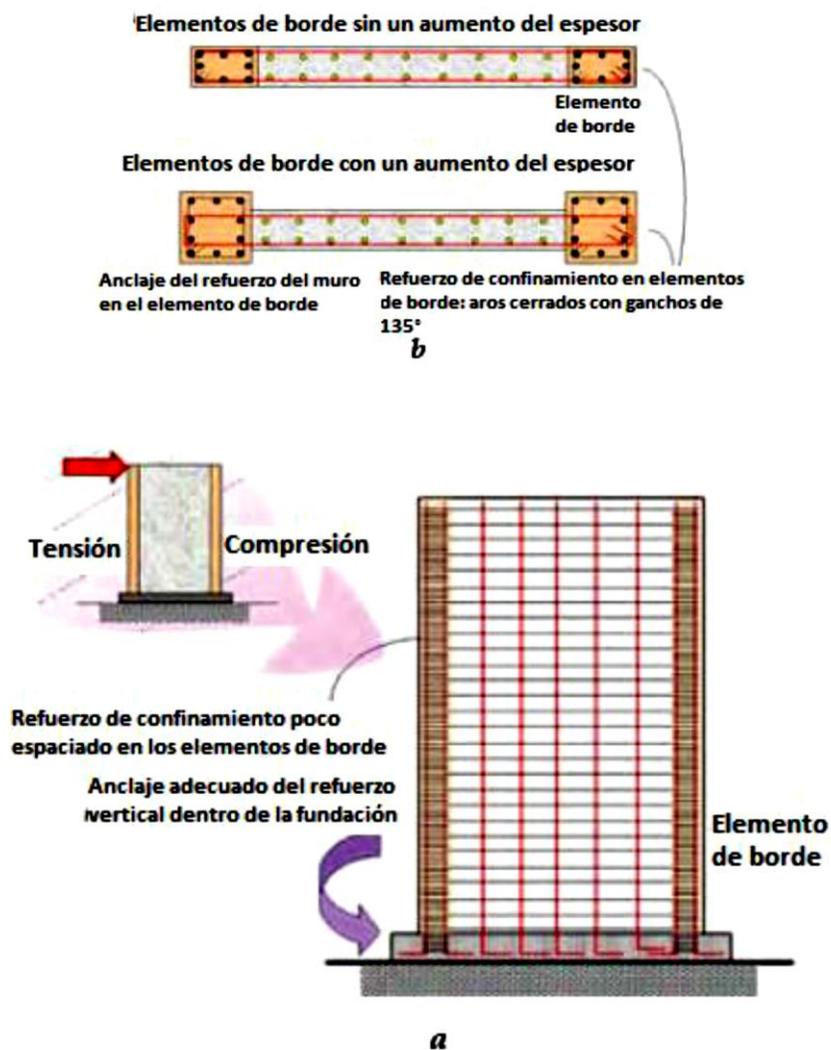
Los edificios con muros de corte de concreto reforzado diseñado y detallado apropiadamente han demostrado un buen comportamiento sísmico. Muchos edificios de concreto reforzado con muros de corte estuvieron expuestos a sacudidas severas extremas durante el sismo de 1985 en Llole, Chile (M 7.8). Muchos de estos edificios sufrieron daños menores o se mantuvieron intactos. Durante los sismos de 1999 en Izmit y de 2003 en Bingol (Turquía), miles de personas murieron, muchas de estas aplastadas por el colapso de edificios de marcos con muros de relleno.

Sin embargo, los edificios con muros de corte de CR tuvieron un gran desempeño y no se reportaron daños. Lo mismo sucedió en los edificios tipo Fagure en Rumania después del sismo de 1977 en Vrancea (magnitud 7.2). Edificios con muros de corte estuvieron expuestos a los sismos de 1979 en Montenegro (magnitud 7.2) y de 1993 en Boumerdes, Argelia (magnitud 6.8).

Los edificios sufrieron daños debido a sacudidas severas del suelo, sin embargo se evitó el colapso. Los muros de corte de concreto reforzado en regiones de alta sismicidad requieren un detallado especial.

Sin embargo, en sismos anteriores, hasta edificios con muros de corte que no fueron detallados cuidadosamente para un comportamiento sísmico, pero que tenían suficiente cantidad de refuerzo bien distribuido, se comportaron de buena manera.

Figura 51. Disposición del refuerzo principal en los muros de corte



Fuente: GUTIÉRREZ, Jorge. El desempeño sísmico de los edificios de marcos de concreto reforzado rellenos con paredes de mampostería. p. 131.

4.2.3. Estructuras de concreto armado sismoresistente según parámetros de normas y códigos de diseño para la República de Guatemala

Como primeros resultados del análisis probabilista observado en la sección 4.1.3.2 de este capítulo, se han obtenido las curvas de peligrosidad para la aceleración máxima del movimiento, PGA, y para aceleraciones espectrales de distintas frecuencias, SA (w), que representan el movimiento esperado en Ciudad de Guatemala (emplazamiento genérico en roca) para ciertos períodos de retorno.

En la siguiente metodología, se obtienen diferentes curvas para los distintos escenarios que contribuyen a la peligrosidad, que son: Chixoy–Polochic-Motagua, cadena volcánica, subducción intermedia-profunda y subducción superficial. La depresión de Honduras y Petén no tienen influencia apreciable en la peligrosidad y por ello su contribución no ha sido representada.

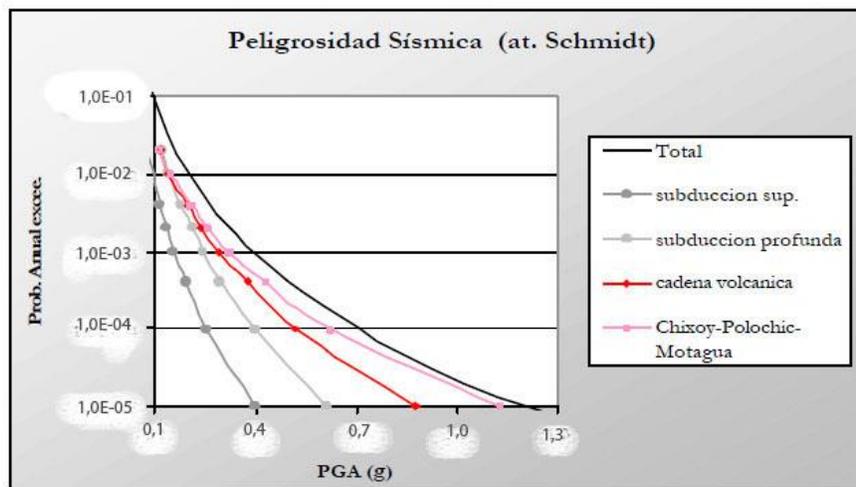
Cabe indicar ahora que para la aceleración pico, PGA, la mayor contribución la presentan los sismos de las fallas de Norteamérica-Caribe y cadena volcánica, siendo considerablemente menor la influencia de la Subduccion, tanto profunda como superficial. Este resultado era esperable, ya que en la aceleración máxima, los sismos próximos y superficiales tienen generalmente más influencia que los de zonas más alejadas de subducción, aunque la sismicidad de éstas sea mayor.

En la figura 52 se muestran las curvas de peligrosidad obtenidas para los distintos escenarios. Otro hecho a destacar es que la subducción intermedia y profunda tiene mayor contribución a la peligrosidad que la superficial, con cualquiera de las leyes y parámetros ensayados. Este hecho, en principio

sorprendente, puede explicarse por la mayor tasa de actividad de la subducción a profundidades mayores de 50 kilómetros, así como por la mayor distancia epicentral de la zona de subducción superficial al emplazamiento objeto de estudio.

Los eventos de subducción intermedia-profunda, aunque tienen mayores profundidades están localizados bajo el continente, mientras que los de subducción superficial se localizan en el límite Cocos-Caribe, que se encuentra fuera de la costa. Por tanto, a efectos de atenuación, puede haber una compensación de la profundidad con la distancia, y lo que determina la mayor contribución de los eventos intermedios y profundos es la tasa.

Figura 52. **Contribución a la peligrosidad sísmica en términos de PGA de los distintos escenarios**



Fuente: elaboración propia, realizado con programa Excel.

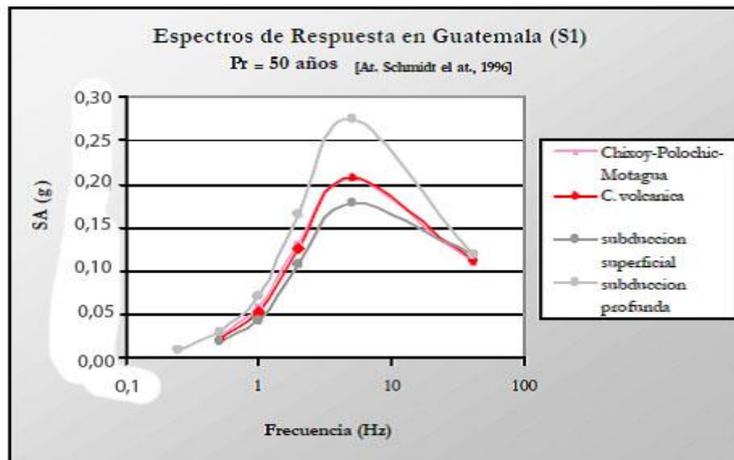
Tabla XVIII. **Valores de PGA deducidos en el estudio para diferentes periodos de retorno, representando la peligrosidad total y la contribución por zonas**

Período de retorno	Contribución de zona subducción	Contribución de zona cortical	Total
años	PGA (g)	PGA (g)	PGA(g)
10	0,07	0,06	0,09
50	0,12	0,14	0,16
100	0,14	0,18	0,20
500	0,21	0,29	0,31
1000	0,24	0,36	0,38
5000	0,34	0,56	0,57
10000	0,39	0,69	0,70

Fuente: elaboración propia, realizado con programa Excel.

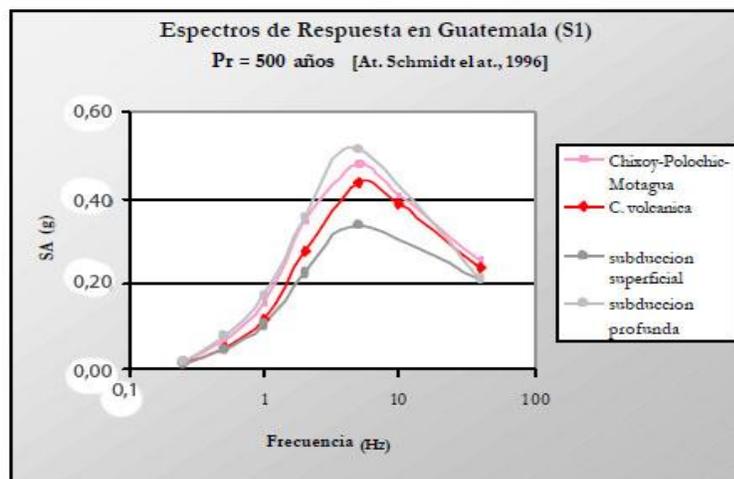
Los espectros de respuesta resultantes, correspondientes a los distintos escenarios se han representado para períodos de retorno de 50 y 500 años, con el fin de facilitar la comparación posterior con los establecidos, para los sismos frecuente y básico de diseño, asociados a esos períodos. Se muestran en las figuras 53 Y 54, respectivamente.

Figura 53. **Espectro resultante período de retorno de 50 años**



Fuente: elaboración propia, realizado con programa Excel.

Figura 54. **Espectro resultante periodo de retorno de 500 años**



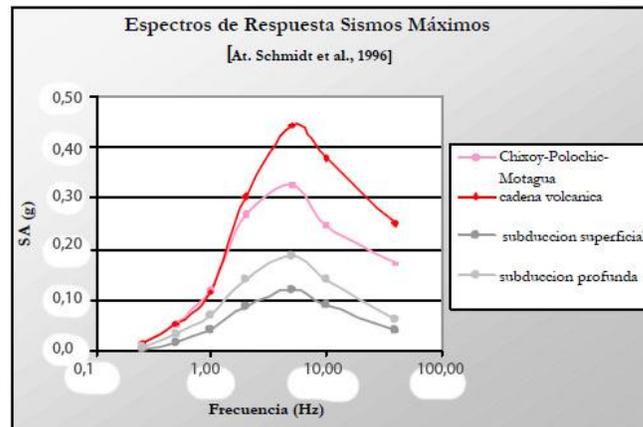
Fuente: elaboración propia, realizado con programa Excel.

Los espectros que resultan dominantes dependen del período de retorno elegido. Puede observarse que para períodos de retorno de 50 años domina el espectro correspondiente a la subducción intermedia y profunda, y es seguido del de Chixoy-Polochic-Motagua y cadena volcánica, prácticamente similares. Para 500 años de período de retorno sigue siendo dominante el espectro de subducción, pero se cruza con los otros dos para frecuencias superiores a 10 Hz. Paralelamente se ha hecho un estudio determinista, tomando para cada escenario de peligrosidad el máximo sismo ocurrido, situado a la distancia mínima al emplazamiento. Los pares magnitud distancia característicos de los cuatro escenarios considerados, con influencia significativa en la peligrosidad, son:

- | | | | |
|----------------------------|-------------|----------------------------|--|
| • Chixoy-Polochic-Motagua: | $M_W = 7,2$ | $R_{hip} = 35 \text{ km}$ | donde M_w representa
magnitud momento y R_{hip}
distancia hipocentral. |
| • Cadena volcánica: | $M_W = 6,5$ | $R_{hip} = 12 \text{ km}$ | |
| • Sub. Inter-prof.: | $M_W = 7,4$ | $R_{hip} = 112 \text{ km}$ | |
| • Sub. Superficial: | $M_W = 7,2$ | $R_{hip} = 152 \text{ km}$ | |

Se ha calculado el espectro correspondiente a cada par, pero a diferencia del método anterior, los espectros resultantes no representan movimientos esperados con una probabilidad o periodo de retorno, sino movimientos máximos en el emplazamiento por acción de cada escenario. Son mostrados en la figura 55.

Figura 55. **Espectros de respuesta a sismos máximos**



Fuente: elaboración propia, realizado con programa Excel.

El resultado encontrado es notablemente diferente al obtenido por el método probabilista. El mayor espectro corresponde ahora a la cadena volcánica, seguido de Chixoy-Polochic-Motagua, y los procedentes de zonas de subducción son notablemente más bajos. Este resultado parece ser más acorde con los daños conocidos de terremotos recientes, que han resultado mayores para los terremotos ocurridos en las zonas corticales.

4.2.3.1. **Comparación de espectros probabilistas y deterministas**

Conviene interpretar cuidadosamente las discrepancias entre ambos métodos, que pueden indicar falta de completitud del catálogo utilizado, o introducción de leyes de recurrencia poco realistas, deducidas de intervalos de tiempo demasiado cortos.

Cabe indicar, como hecho más relevante, que con la información de partida los espectros deterministas para zonas de subducción resultan infraestimados o bien los probabilistas sobrevalorados.

Esto puede atribuirse a varias razones, que ponen de manifiesto la necesidad de estudios más completos en la zona. Primeramente, puede ocurrir que los sismos máximos de los que se tiene constancia, utilizados en el planteamiento determinista, no sean realmente los máximos creíbles de esos escenarios. Es posible que en estos se hayan producido sismos mayores en épocas remotas y que puedan esperarse también en el futuro.

Otra posible explicación es que esta magnitud máxima de zonas de subducción corresponda a un sismo característico, que deba ser contemplado fuera de la ley de recurrencia para la zona, hecho que sucede con frecuencia en zonas de subducción.

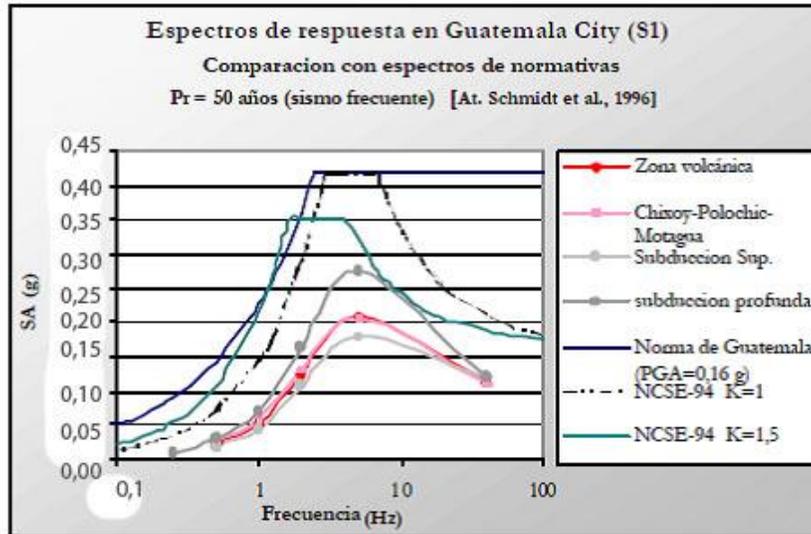
En cualquier caso el resultado permite hacer una llamada de atención sobre las leyes de recurrencia y magnitudes máximas a considerar, en estas zonas, así como la necesidad de revisar las normas y corregir su falta de completitud. Los resultados son bastante coherentes para los sismos de cadena volcánica, por lo que la actividad de esta zona parece bien calibrada y controlada. Para las fallas Norteamérica-Caribe se observan discrepancias, aunque no excesivas, que indican también la conveniencia de revisar las magnitudes máximas asignadas.

4.2.3.2. Comparación con los espectros propuestos en normativas

Los espectros deducidos en el estudio para periodos de retorno de 50 y 500 años, se han comparado con los que resultan de la aplicación de la propuesta de código en Guatemala (AGIES NR-1, 1999) y de la Norma Española NCSE-94. Los espectros de estas normativas se construyen escalando una forma espectral estándar con los valores de la PGA que representa la peligrosidad total en el emplazamiento.

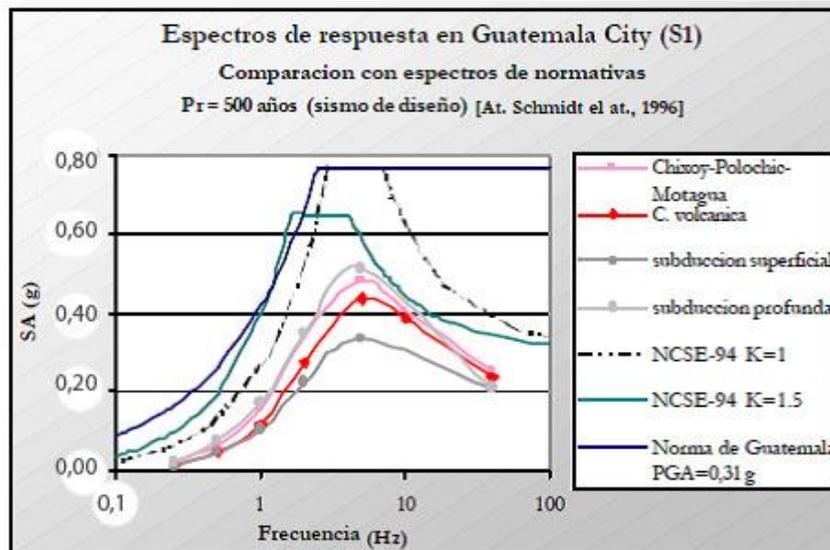
Estos valores se han tomado de los resultados del estudio para la aceleración máxima PGA, y son $PGA = 0,16 \text{ g}$ y $PGA = 0,31 \text{ g}$, para los 2 períodos de retorno considerados. Estos corresponden al sismo de servicio (o frecuente) y al sismo base de diseño, según la propuesta de la Norma de Guatemala. Los resultados de la comparación se muestran en las figuras 56 y 57 respectivamente, donde se deduce que todos los espectros son cubiertos por los propuestos en ambas normativas.

Figura 56. Sismo de servicio (PGA=0,16 g)



Fuente: elaboración propia, realizado con programa Excel.

Figura 57. Sismo de diseño (PGA = 0,31 g)



Fuente: elaboración propia, realizado con programa Excel.

CONCLUSIONES

1. Conocer los distintos tipos de metodologías que existen es importante debido a que ayudan a tomar criterio acerca de cuál utilizar para realizar una planificación viable, la cual beneficie al proyecto tanto de forma económica como en su vida útil para estar al servicio de las personas que la habiten, como en el caso de una estructura de concreto armado.
2. Es importante conocer las propiedades físicas y mecánicas de los materiales para no abusar de sus características y realizar los tratamientos adecuados, ya que son parte importante del diseño sismorresistente y repercuten de manera directa si la estructura presenta una vulnerabilidad adecuada al momento de un sismo.
3. El diseño estructural estático y dinámico es de vital importancia, debido a que, permite que la estructura trabaje adecuadamente al momento de un sismo y ayuda a evaluar los elementos que la componen, así como la demanda sísmica que debe cumplir la estructura.
4. Siempre se debe de consultar los alcances que cumplen con el diseño sismorresistente de las estructuras como los son las Normas AGIES y actualizarse constantemente debido a que los estudios sísmicos van mejorando día a día, así como consultar las leyes y normas de nuestro país en materia de construcción, para conocer lo que se nos permite realizar y de esa manera evitar problemas que pueden darse durante la ejecución de la obra civil.

5. Las propuestas presentadas ayudan a reforzar las estructuras de concreto armado a fin que tengan un mayor desempeño y sirven como criterio al momento de la planificación de la misma lo cual aumentará su desempeño sismo resistente.

RECOMENDACIONES

1. Desarrollar estudios de vulnerabilidad estructural por amenaza sísmica en la República de Guatemala, con el propósito de estimar los daños potenciales y tomar las medidas correspondientes, para erradicar dichos daños.
2. Es conveniente que instituciones enfocadas en la prevención de desastres, como la Comisión Nacional de Reducción de Desastres (CONRED) realicen programas dando a conocer a la población guatemalteca la realidad sísmica del país y que medidas de precaución deben tomarse al momento de suceder un evento sísmico.
3. Entidades como el Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH), que están involucradas en sus campos de estudios conjuntamente con las universidades del país participen en seguir investigando acerca del comportamiento y características de los sismos y sus efectos.
4. Se recomienda que las autoridades de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad de San Carlos de Guatemala actualicen constantemente los cursos relacionados con la sismología y las estructuras para preparar a las futuras generaciones ante fenómenos como los sismos en nuestro país.

5. Evaluar los aspectos legislativos del país en las áreas de la Ingeniería civil, arquitectura, uso del suelo y construcción, pues existen muchas deficiencias y necesidades que hay que satisfacer para que el desarrollo de la construcción sea seguro, sostenible, ético y profesional, tanto para constructores como para propietarios y la sociedad en general, especialmente para la población de escasos recursos que pone en peligro su vida habitando lugares de alto riesgo en construcciones que no satisfacen requerimientos mínimos de seguridad como las Normas AGIES.

BIBLIOGRAFÍA

1. *AMERICAN CONCRETE INSTITUTE*. Requisitos de reglamento para concreto estructural y comentario. ACI 318S-08. 4ª ed. Ciudad de Michigan: Farmington Hills, 2008.
2. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Edificios de acero estructural NR 7-5*. Guatemala: AGIES, 2010. 44 p.
3. _____. *Disminución de riesgos y rehabilitación NR6*. Guatemala: AGIES, 2010. 183 p.
4. _____. *Mampostería reforzada NR9*. Guatemala: AGIES, 2010. 28 p.
5. _____. *Requisitos especiales para vivienda y otras construcciones menores NR4*. Guatemala: AGIES, 2010. 65 p.
6. _____. *Requisitos para diseño de obras de infraestructura y obras especiales NR5*. Guatemala: AGIES, 2010. 94 p.
7. BONILLA MAZARIEGOS, Rolando Chaluleu. *Configuración del diseño sísmico*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, Guatemala, 2004. P.165.

8. CARILLO, Julián. *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras utilizando un diseño de desempeño*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, Guatemala, 2007. 180 p.
9. GÓMEZ, Raúl. *Forma color y textura en el concreto*. 4a ed. Instituto Mexicano del Cemento y de Concreto A.C. México: McGraw-Hill, 1998. 215 p.
10. GUTIÉRREZ, Jorge. *El desempeño sísmico de los edificios de marcos de concreto reforzado rellenos con paredes de mampostería*. 3a ed. México: Editorial World Housing Enciclopedia, 2006, 250 p.
11. *Simposio Internacional sobre el terremoto de Guatemala del 4 de febrero de 1976 y el proceso de reconstrucción*. Hotel El Dorado Americana. Centro de Convenciones Los Reyes: 1976-1978.
12. OLVERA, Carlos. *Terremotos anteriores en Guatemala*. 2a ed. Diagnóstico de la prevención de desastres naturales en Guatemala por motivo del XX aniversario del terremoto del 4 de febrero de 1976. Guatemala: CIG, CONE, INSIVUMEH. 376 p.
13. TANNER, John L. *Diseño de concreto armado*. 3a ed. México: McGraw-Hill, 1981. 235 p.