



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

**CONSIDERACIÓN DE ESBELTEZ EN COLUMNAS EXTERNAS COMO
REDUCTORES DE ENERGÍA SÍSMICA EN ESTRUCTURAS DE BAJA
ALTURA DE CONCRETO ARMADO**

Silen Alejandro Hernández Yoc

Asesorado por el Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila

Guatemala, mayo de 2012

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**CONSIDERACIÓN DE ESBELTEZ EN COLUMNAS EXTERNAS COMO
REDUCTORES DE ENERGÍA SÍSMICA EN ESTRUCTURAS DE BAJA
ALTURA DE CONCRETO ARMADO**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

SILEN ALEJANDRO HERNÁNDEZ YOC

ASESORADO POR EL ING. MARIO RODOLFO CORZO ÁVILA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, MAYO DE 2012

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	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Juan Carlos Molina Jiménez
VOCAL V	Br. Mario Maldonado Muralles
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Alejandro Castañón López
EXAMINADOR	Ing. Marco Antonio García Días
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:

CONSIDERACIÓN DE ESBELTEZ EN COLUMNAS EXTERNAS COMO REDUCTORES DE ENERGÍA SÍSMICA EN ESTRUCTURAS DE BAJA ALTURA DE CONCRETO ARMADO

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 05 de abril de 2011.



Silen Alejandro Hernández Yoc




Guatemala, febrero de 2012.

Ingeniero
Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Coordinador del Área de estructuras
Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería

Ingeniero Galindo:

Por medio de la presente, le informo que he asesorado y revisado el trabajo de graduación, con título: CONSIDERACION DE ESBELTEZ EN COLUMNAS EXTERNAS COMO REDUCTORES DE ENERGIA SISMICA EN ESTRUCTURAS DE BAJA ALTURA DE CONCRETO ARMADO, desarrollado por el estudiante Silen Alejandro Hernández Yoc, con carné: 2006-15132. El cual satisface los objetivos del mismo.

Al agradecer su amable atención y colaboración, me suscribo atentamente.


Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila
No. de colegiado: 2089
Jefe de la Sección de Estructuras

Mario Rodolfo Corzo Ávila
INGENIERO CIVIL
Colegiado No. 2089



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



Guatemala,
5 de marzo de 2012

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 **CONSIDERACIÓN DE ESBELTEZ EN COLUMNAS EXTERNAS COMO REDUCTORES DE ENERGÍA SÍSMICA EN ESTRUCTURAS DE BAJA ALTURA DE CONCRETO ARMADO**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Silen Alejandro Hernández Yoc, quien contó con la asesoría del Ing. Mario Rodolfo Corzo Avila.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila y del Jefe del Departamento de Estructuras, Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera, al trabajo de graduación del estudiante Silen Alejandro Hernández Yoc, titulado CONSIDERACIÓN DE ESBELTEZ EN COLUMNAS EXTERNAS COMO REDUCTORES DE ENERGIA SISMICA EN ESTRUCTURAS DE BAJA ALTURA DE CONCRETO ARMADO, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, mayo de 2012

/bbdeb.



DTG. 199.2011

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: **CONSIDERACIÓN DE ESBELTEZ EN COLUMNAS EXTERNAS COMO REDUCTORES DE ENERGÍA SÍSMICA EN ESTRUCTURAS DE BAJA ALTURA DE CONCRETO ARMANDO**, presentado por el estudiante universitario **Silen Alejandro Hernández Yoc**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:

Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
Decano en Funciones

Guatemala, 11 de mayo de 2012

/gdech



ACTO QUE DEDICO A:

Dios	Por ser fuente de vida eterna. Tuyo es el honor, el poder y la gloria.
Mis padres	Givar Gamaliel Hernández y Ruthy Candelaria Yoc. Por el amor y la confianza que entregan día a día.
Mis hermanos	Heber Jezreel y Josué Baudilio. Por estar presentes en cada momento importante de mi vida. Sigán adelante en sus estudios.
Mis tías	Lidia Yoc y Blanca Estela Yoc.
Mi prima	Julia Noemí Yoc.
Mis amigos	Que la amistad que forjamos y cada momento que compartimos nos acompañe durante mucho tiempo.
Facultad de Ingeniería	Por brindarme los conocimientos científicos, técnicos, y ser mi segundo hogar.

AGRADECIMIENTOS A:

Dios	Por la familia que me ha regalado y la sabiduría e inteligencia que ha derramado en mí.
Mis padres	Por confiar y creer en mí durante estos años de formación académica.
Mis hermanos	Por la amistad y el cariño que compartimos.
Mi tía	Lidia Yoc por el cariño, el apoyo y la confianza que deposito en mí.
Mi asesor	Ing. Mario Corzo. Por compartir sus conocimientos y brindarme la oportunidad de realizar este proyecto.
Mis amigos	Crisanto Aráis, Álvaro Pérez, Laura Ramírez, José Trejo y Franz Us. Por apoyarme durante la realización de este proyecto.
Sección de estructuras	Sr. Fabio Sánchez por compartir sus conocimientos y sus consejos, y a los practicantes del segundo semestre 2011.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	XIII
GLOSARIO	XIX
RESUMEN	XXIII
OBJETIVOS.....	XXV
INTRODUCCIÓN	XXVII
1. GENERALIDADES DE SISMOS.....	1
1.1. Sismo	1
1.2. Causas de los sismos	1
1.3. Hipocentro, epicentro y ondas sísmicas.....	2
1.3.1. Hipocentro.....	2
1.3.2. Epicentro	3
1.3.3. Ondas sísmicas.....	3
1.3.3.1. Ondas internas o de cuerpo	3
1.3.3.1.1. Ondas longitudinales.....	3
1.3.3.1.2. Ondas transversales	4
1.3.3.2. Ondas superficiales.....	5
1.3.3.2.1. Ondas Rayleigh.....	5
1.3.3.2.2. Ondas Love.....	5
1.4. Antecedentes sísmicos en Guatemala.....	6
2. CONCEPTOS DE ANÁLISIS DINÁMICO	11
2.1. Grados de libertad	11
2.2. Ecuación de movimiento	12

2.3.	Sistema linealmente elástico	12
2.3.1.	Mecanismos de disipación y fuerza de amortiguamiento	13
2.3.2.	Ley de movimiento y principio D'Alembert	14
2.3.3.	Masa, amortiguamiento y rigidez	15
2.4.	Respuesta espectral para diseño elástico	17
2.5.	Respuesta espectral para diseño no elástico	19
2.6.	Sismos de diseño para Guatemala.....	21
2.6.1.	Definición	21
2.6.2.	Índice de sismicidad.....	22
2.6.3.	Sismos para diseño estructural.....	23
2.6.3.1.	Parámetros	23
2.6.3.2.	Ajuste por clase de sitio	24
2.6.3.3.	Ajuste de intensidad sísmicas especiales	27
2.6.3.4.	Período de transición	28
2.6.3.5.	Construcción de los espectros de diseño.....	28
3.	NOCIONES DE VIBRACIONES.....	31
3.1.	Período y frecuencia.....	31
3.2.	Resonancia.....	32
3.3.	Amortiguamiento	32
3.3.1.	Amortiguamiento viscoso	32
3.3.2.	Amortiguamiento de Coulomb.....	33
3.3.3.	Amortiguamiento histerético	33
3.4.	Vibración libre.....	33
3.4.1.	Vibración libre no amortiguada	34
3.4.2.	Vibración libre con amortiguamiento viscoso	35
3.4.2.1.	Tipos de movimiento	36

3.4.2.1.1.	Vibración libre críticamente amortiguada	36
3.4.2.1.2.	Vibración libre sobre amortiguado	36
3.4.2.1.3.	Vibración libre sub amortiguado.....	37
3.5.	Vibración forzada con carga armónica.....	38
3.5.1.	Sistema no amortiguado con carga armónica	38
3.5.2.	Sistema amortiguado con carga armónica	39
3.5.2.1.	Resonancia	40
4.	RESPUESTA ESTRUCTURAL	41
4.1.	Características de respuesta estructural.....	41
4.1.1.	Rigidez	41
4.1.1.1.	Factores que influyen en la rigidez.....	41
4.1.1.1.1.	Propiedades de los materiales ..	42
4.1.1.1.2.	Propiedades de la sección	42
4.1.1.1.3.	Propiedades de los miembros ...	43
4.1.1.1.4.	Propiedades de los nudos.....	43
4.1.1.1.5.	Propiedades del sistema	44
4.1.2.	Resistencia.....	45
4.1.2.1.	Factores que influyen en la resistencia	45
4.1.2.1.1.	Propiedades de los materiales ..	45
4.1.2.1.2.	Propiedades de la sección	47
4.1.2.1.3.	Propiedades de los miembros ...	48
4.1.2.1.4.	Propiedades de los nudos.....	48
4.1.2.1.5.	Propiedades del sistema	50
4.1.3.	Ductilidad	51
4.1.3.1.	Factores que influyen en la ductilidad	52

	4.1.3.1.1.	Propiedades de los materiales...	52
	4.1.3.1.2.	Propiedades de la sección	53
	4.1.3.1.3.	Propiedades de los miembros....	56
	4.1.3.1.4.	Propiedades de los nudos	58
	4.1.3.1.5.	Propiedades del sistema.....	59
	4.1.4.	Sobre resistencia	63
	4.1.5.	Amortiguamiento.....	64
	4.1.6.	Relación entre fuerza, sobre resistencia y ductilidad	69
5.	COLUMNAS.....		73
5.1.	Definición.....		73
5.2.	Clasificación de columnas de concreto.....		73
	5.2.1.	Pedestales cortos a compresión	74
	5.2.2.	Columnas cortas de concreto reforzadas	74
	5.2.3.	Columnas largas o esbeltas de concreto reforzadas	74
5.3.	Ecuación de Euler para columnas esbeltas o largas		75
5.4.	Límite en falla por pandeo		78
5.5.	Centroide plástico y radio de giro		80
	5.5.1.	Centroide plástico	80
	5.5.2.	Radio de giro.....	80
5.6.	Efecto de esbeltez		81
	5.6.1.	Relación de esbeltez efectiva	84
5.7.	Requerimiento para columnas Según ACI 318 S-08		85
5.8.	Edificio como bloque cortó con carga excéntrica.....		89
5.9.	Configuración estructural y arquitectónica.....		91
	5.9.1.	Configuración en planta	91
	5.9.2.	Configuración en elevación.....	94
	5.9.3.	Configuración estructural	94

5.10.	Aplicación para marcos estructurales de ecuación 12.8-9 del Código ASCE 7-05	99
5.10.1.	Presentación de la ecuación 12.8-9 para el período según Código ASCE 7-05	99
5.10.2.	Ecuación 12.8-9 para período aproximado según Código ASCE 7-05, aplicado a marcos estructurales....	100
5.10.3.	Comparación de la ecuación 12.8-9 del Código ASCE 7-05, aplicado a columnas con los Códigos UBC 97 y SEAOC	101
5.10.4.	Variación de período según sección de columna	107
6.	DISIPADOR DE ENERGÍA EN COLUMNA	113
6.1.	Disipadores de energía sísmica	113
6.1.1.	Definición	113
6.1.2.	Tipos de disipadores	113
6.2.	Histéresis mecánica	114
6.2.1.	Materiales y elementos estructurales elásticos e inelásticos	115
6.2.2.	Respuesta histerética del concreto reforzado	117
6.2.3.	Modelos matemáticos de histéresis	120
6.2.4.	Conceptos de ductilidad, tenacidad y capacidad de disipación	122
6.3.	Método de diseño de resistencia última o esfuerzos últimos	123
6.4.	Disipador de energía en columna esbelta.....	125
6.4.1.	Descripción e instalación del sistema.....	125
6.4.2.	Diseño de columna para el ensayo	130
6.4.3.	Ensayo del sistema columna dúctil	139
6.4.3.1.	Descripción del ensayo	139
6.4.3.2.	Resultados del ensayo	142

CONCLUSIONES.....	163
RECOMENDACIONES.....	165
BIBLIOGRAFÍA.....	167
APÉNDICES.....	169
ANEXOS.....	175

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Hipocentro y epicentro.....	2
2.	Ondas longitudinales u Ondas P.....	4
3.	Ondas Transversales u Ondas S.....	4
4.	Ondas Rayleigh u Ondas R.....	5
5.	Ondas Love u Ondas L.....	6
6.	Viga simplemente apoyada	11
7.	Estructura de simple grado de libertad (SDF).....	12
8.	Fuerza de amortiguamiento.....	13
9.	SDF bajo excitación sísmica.....	16
10.	Espectro de respuesta de desplazamiento.....	18
11.	Diagrama de respuesta espectral para diseño no elástico, con un $\mu=2$ y un amortiguamiento del 5%.....	19
12.	Diagrama de respuesta espectral para diseño no elástico, con un $\mu=2$ y un amortiguamiento del 5%.....	20
13.	Zonificación sísmica para la República de Guatemala.....	26
14.	Gráfica de vibración libre sin amortiguamiento de SDF.....	31
15.	Diferentes tipos de vibraciones libres con amortiguamiento.....	37
16.	Nudos de concreto armado.....	44
17.	Trayectoria para cargas verticales y horizontales.....	51
18.	Variación en la curvatura de ductilidad en función del nivel de carga axial y el confinamiento transversal.....	55
19.	Sistema en cantiléver.....	61

20.	Edificación de varios niveles.....	62
21.	Fuentes de amortiguamiento en los sistemas estructurales.....	65
22.	Respuesta histerética de vigas de acero estructural en voladizo.	67
23.	Relación entre fuerza, sobre resistencia y ductilidad.....	70
24.	Corte basal-desplazamiento lateral.....	71
25.	Columna flexionada.....	75
26.	Condiciones de sujeción.....	78
27.	Secciones regulares de radio de giro.....	81
28.	Efecto de esbeltez en columna.....	82
29.	Diagrama de interacción, comportamiento de columna corta y columna esbelta.....	84
30.	Separación de barras longitudinales.....	87
31.	Edificio y bloque cortó.....	90
32.	Configuración en planta.....	92
33.	Requisitos de configuración en planta.....	93
34.	Elevaciones irregulares.....	95
35.	Edificio ejemplo.....	103
36.	Variación del período aproximado contra relación de variación de dimensión de columna.....	108
37.	Planta ejemplo.....	109
38.	Diagrama de carga y descarga.....	115
39.	Diagrama esfuerzo-deformación unitaria del acero de refuerzo y del concreto simple.....	116
40.	Respuesta histerética de una viga en voladizo de concreto reforzado.....	118
41.	Modelos de histéresis.....	121
42.	Armadura de columna fabricada in situ.....	126
43.	Columna con cable.....	127

44.	Chuchos para adherencia.....	128
45.	Cuñas para preesfuerzo.....	129
46.	Tensión del cable.....	130
47.	Sección de columna.....	131
48.	Diagrama de Interacción P-M, columna con acero G40.....	136
49.	Detalle de columna en centímetros.....	137
50.	Diagrama de Interacción P-M, columna con acero G70.....	138
51.	Columna carga excéntrica.....	139
52.	Deformímetro de rango de 0.01 mm.....	140
53.	Escala y bomba de máquina hidráulica.....	140
54.	Colocación de la muestra.....	141
55.	Columna 1, sin torón.....	142
56.	Carga deformación de pandeo, columna 1.....	143
57.	Falla por compresión.....	144
58.	Columna 1 fallada.....	145
59.	Carga deformación de pandeo, columna 2.....	147
60.	Falla por compresión en columna 2.....	148
61.	Fallas por tensión en columna 2.....	149
62.	Columna 2 fallada.....	149
63.	Columna 3, sin torón.....	150
64.	Carga deformación de pandeo, columna 3.....	153
65.	Aplastamiento en base de columna 3.....	153
66.	Fallas por tensión y compresión en columna 3.....	154
67.	Columna 3 fallada.....	154
68.	Columna 4, con torón.....	155
69.	Carga deformación de pandeo, columna 4.....	157
70.	Fisuras en columna debido a las cargas.....	158
71.	Descascaramiento y agrietamiento.....	158

72.	Columna 4 fallada.....	159
73.	Deformación permanente y colapso del elemento.....	160
74.	Falla de compresión.....	160
75.	Falla de flexión.....	161

TABLAS

I.	Nivel mínimo de protección sísmica y probabilidad del sismo de diseño.....	22
II.	Coeficiente de sitio F_a	24
III.	Coeficiente de sitio F_v	25
IV.	N_a para períodos cortos de vibración	27
V.	N_v para períodos largos de vibración.....	27
VI.	Rigidez específica y resistencia de algunos materiales utilizados en el diseño sísmico	46
VII.	Deflexión máxima admisible calculada.....	49
VIII.	Elementos que interviene en la ductilidad de curvatura.....	54
IX.	Variación de la ductilidad de curvatura en elementos de hormigón armado en función de distintos parámetros de diseño...	56
X.	Amortiguación histerética para diferentes materiales de construcción.....	68
XI.	Amortiguamiento estructural para diferentes Sistemas estructurales	69
XII.	Comparación de períodos con distintas ecuaciones.....	106
XIII.	Cambio del período aproximado debido al cambio de sección.....	108
XIV.	Período aproximado según tipo de columna.....	110
XV.	Valores de factor de reducción para diversos casos.....	124

XVI.	Tabla resumen Carga Axial-Momento Flexionate, acero G40.....	135
XVII.	Tabla resumen Carga Axial-Momento Flexionate, columna con acero G70.....	137
XVIII	Datos columna 1, sin torón.....	143
XIX.	Datos columna 2, con torón.....	146
XX.	Datos columna 3, sin torón.....	151
XXI.	Datos columna 4, con torón.....	155

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
a	Aceleración
\ddot{u}	Aceleración, segunda derivada de desplazamiento
G40	Acero grado 40, correspondiente a un f_y de 40 000PSI
G70	Acero grado 70, correspondiente a un f_y de 70 000PSI
h	Altura de la sección transversal de un elemento
h_i	Altura total del muro “ i ” sobre la base en pies
h_{ime}	Altura total de la columna “ i ” sobre la base en pies
h_n	Altura total de la estructura sobre la base
ϕ_d	Ángulo de desfase
A_1	Área cargada en cm^2
$A's$	Área de acero de refuerzo a compresión
As	Área de acero de refuerzo a tensión
Ast	Área de acero de refuerzo total
A	Área de sección transversal
A_B	Área de la planta de la estructura en pies cuadrados
A_i	Área del alma del muro “ i ” en pies cuadrados
A_{ime}	Área del alma de la columna “ i ” en pies cuadrados
B	Base de la sección transversal de un elemento estructural
P	Carga axial
P_{cr}	Carga crítica de pandeo
H	Cargas debidas al peso y empuje del suelo, del agua en el suelo, u otros materiales

F_f	Cargas debidas al peso y presión de fluidos con densidad bien definidas y alturas máximas controladas
D	Carga muerta
R_R	Cargas por lluvia
L_l	Cargas vivas
L_r	Cargas vivas de cubierta
CG	Centro geométrico
c	Coefficiente de amortiguamiento
c_{cr}	Coefficiente de amortiguamiento crítico
N_a	Coefficiente de intensidad sísmica especial para períodos de vibración cortos
N_v	Coefficiente de intensidad sísmica especial para períodos de vibración largos
μ_f	Coefficiente de fricción
F_a	Coefficiente de sitio para períodos de vibración cortos
F_v	Coefficiente de sitio para períodos de vibración largos
S_{vd}	Componente vertical de sismo de diseño
C_1	Constante de primera integración
C_2	Constante de segunda integración
$S_a(T)$	Coordenadas espectrales para cualquier período T
χ_y	Curvatura de fluencia
χ_p	Curvatura plástica
χ_u	Curvatura ultima
ε_u	Deformación ultima
ε_y	Deformación de fluencia
Δ_y	Desplazamiento de fluencia
δ_y	Desplazamiento de fluencia
u_g	Desplazamiento del suelo

u	Desplazamiento horizontal en la estructura
δ_p	Desplazamiento lateral plástico
u'	Desplazamiento total de la masa
Δ_u	Desplazamiento último
D_b	Dimensión de la base paralela al sentido del análisis
μ	Ductilidad
μ_χ	Ductilidad de curvatura
μ_δ	Ductilidad de desplazamiento
μ_ε	Ductilidad de material
μ_θ	Ductilidad rotacional
C_E	Efectos de carga producidos por el sismo
σ_{cr}	Esfuerzo crítico de pando
σ_c	Esfuerzo por compresión
σ_f	Esfuerzo por flexión
f_u	Esfuerzo último del acero de refuerzo
S_o	Espaciamiento centro a centro del refuerzo transversal
h_x	Espaciamiento máximo horizontal, medido centro a centro, entre ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento en todas las caras de la columna
k	Factor de longitud efectiva para elementos en compresión
K_d	Factores de niveles de diseño
C_t	Factor de período
C_w	Factor de período fundamental aproximado
R	Factor de reducción de fuerza de suministro
ϕ	Factor de reducción de resistencia
N	Factor de sujeción
f_n	Frecuencia cíclica natural de vibración

ω_n	Frecuencia natural
ω_D	Frecuencia natural de vibración amortiguada
F	Fuerza
$p(t)$	Fuerza aplicada a un sistema
P_U	Fuerza axial mayorada
V_U	Fuerza cortante mayorada en la sección
f_D	Fuerza de amortiguamiento
f_I	Fuerza de inercia
f_e	Fuerza elástica
V_y	Fuerza lateral activa
V_d	Fuerza lateral de diseño
V_e	Fuerza lateral elástica del sistema
$p_{eff}(t)$	Fuerza sísmica efectiva
I_o	Índice de sismicidad
Kg	Kilogramo fuerza
L_p	Longitud de la articulación plástica
D_{ime}	Longitud de la columna “i” en pies
D_i	Longitud del alma del muro “i” en pies
L_e	Longitud efectiva del elemento estructural
ℓ_o	Longitud, medida desde la cara del nudo a lo largo del eje del elemento estructural, dentro de la cual debe colocarse refuerzo transversal especial
l_u	Longitud no soportada por el miembro
L	Longitud total del elemento estructural
Ms	Magnitud de la superficie de onda (<i>surface wave magnitude</i>)
Mw	Magnitud de momento
Mc	Magnitud en base a la duración en segundos de la onda S
m	Masa

p_0	Máximo valor de fuerza externa
E	Módulo de elasticidad
G	Módulo de elasticidad al cortante
I	Momento de inercia de la sección con respecto al eje que pasa por el centroide
M	Momento flexionante
M_U	Momento mayorado en la sección
J	Momento polar de inercia
v	Nivel de carga axial
S_{1r}	Ordenada espectral con período de 1 segundo del sismo extremo
S_{1s}	Ordenada espectral correspondiente a períodos de vibración de 1 segundo, para un amortiguamiento de 5% del crítico
S_{cr}	Ordenada espectral de período corto del sismo extremo
S_{cs}	Ordenada espectral del sismo extremo en el sitio de interés para estructuras con período de vibración corto, para un amortiguamiento de 5% del crítico
T	Período en segundos
T_s	Períodos en segundos que separa los períodos cortos de los largos
T_a	Período fundamental aproximado
T_n	Período natural
T_D	Período natural de vibración amortiguada
γ	Peso específico
r	Radio de giro
ξ	Relación o razón de amortiguamiento crítico
f'_c	Resistencia a compresión del concreto
P_n	Resistencia axial nominal de la sección transversal

f_y	Resistencia de fluencia del acero de refuerzo
σ	Resistencia de un material
V_n	Resistencia nominal a corte
M_n	Resistencia nominal a flexión en la sección
U	Resistencia requerida para resistir las cargas mayoradas
K	Rigidez lateral de todo el sistema
θ_y	Rotación de fluencia
θ_p	Rotación plástica
θ_U	Rotación última
Ω_d	Sobre resistencia
Ω_i	Sobre resistencia inherente
t	Tiempo
\dot{u}	Velocidad

GLOSARIO

Carga axial	Si la línea de acción de la fuerza pasa por el centroide de la sección considerada.
Concreto simple	Concreto estructural sin refuerzo o con menos refuerzo que el mínimo especificado para concreto reforzado.
Concreto reforzado	Concreto estructural reforzado con no menos que la cantidad mínima de refuerzo.
Confinamiento	Distancia entre estribos medida desde el centro.
Deformación	Cambio en el tamaño o la forma de un cuerpo debido a esfuerzos internos producidos por una o varias fuerzas.
Deformación elástica	Alteración del material que se recupera al eliminar la fuerza aplicada.
Deformación plástica	Alteración permanente de un material al aplicarse una carga y después quitarla.
Deformímetro	Aparato que mide las deformaciones de un material o elemento estructural.
Deflexión	Curvatura transitoria que experimenta un sólido elástico por la acción de una fuerza que lo deforma.

Esfuerzo	Fuerza por unidad de área, o intensidad de las fuerzas distribuidas sobre una sección dada.
Excentricidad	Distancia entre el centro geométrico y su centro de rigidez o centro de giro.
Falla	Condición no deseada que hace que el elemento estructural no desempeñe una función para la cual existe. Una falla no necesariamente produce un colapso.
Fluencia	Fluencia o cedencia, es la deformación brusca que presenta en un material sin existir incremento de carga aplicada, esto se produce en ensayos de tensión.
Histéresis	Fenómeno por el que el estado de un material depende de su historia previa. Se manifiesta por el retraso del efecto sobre la causa que lo produce.
Intensidad sísmica	Es una media de los efectos causados por un sismo en las personas, en las construcciones o en la naturaleza.
Junta de dilatación	Separación entre partes contiguos de una estructura, usualmente un plano vertical, en una ubicación definida en el diseño de tal modo que interfiera al mínimo con el comportamiento de la estructura, y al mismo tiempo permita movimientos relativos en tres direcciones.
Magnitud sísmica	Valor que depende de la cantidad de energía liberada en el foco sísmico y tiene un valor único para cada sismo.

Material anisotrópico	Material cuyas propiedades mecánicas dependen de la dirección considerada.
Material isotrópico	Material en el que sus propiedades mecánicas son independientes de la dirección considerada.
Momento flexionante	Suma algebraica de los momentos producidos por las fuerzas externas que actúan a un mismo lado de la sección respecto a un punto de dicha sección.
Nudo	También llamado conexión o nodo, parte de una estructura que es común a los elementos que se intersectan.
Oscilación	Movimiento repetitivo de un lado a otro en torno a una posición central, o posición de equilibrio.
Onda	Propagación de una perturbación de alguna propiedad de un medio.
Placa tectónica	Fragmento de litosfera que se mueve como un bloque rígido sin presentar deformación interna sobre la astenósfera de la tierra.
Rigidez	Capacidad de un objeto sólido o elemento estructural para soportar esfuerzos sin adquirir grandes deformaciones o desplazamientos.
Sismo	Terremoto o sacudida de la tierra producida por causas internas.

Torón Cable compuesto de seis alambres dispuestos en forma helicoidal sobre uno central.

Vibración Propagación de ondas elásticas produciendo deformaciones y tensiones sobre un medio continuo.

RESUMEN

En el documento consideración de esbeltez en columnas externas como reductores de energía sísmica en estructuras de baja altura de concreto armado, presenta el estudio de las columnas esbeltas rectangulares como disipadores de energía sísmica, y la introducción de un torón o cable pretensado, el documento se divide en seis capítulos.

En el capítulo primero generalidades de sismos se presentan las definiciones de sismo, tipos de ondas sísmicas, y se realiza una reseña histórica de los sismo en Guatemala. En el capítulo segundo se abordan conceptos de análisis dinámico, se realiza el estudio de los cuerpos en movimiento, grados de libertad, las fuerzas que actúan en el movimiento de una estructura, espectros de diseño elástico e inelástico, y se presentan los sismos de diseño (espectros de diseño) para la República de Guatemala. En el capítulo tres se proporcionan definiciones de los términos utilizados en vibraciones y la explicación de los tipos de vibraciones que existen.

En el capítulo cuatro se refiere a la respuesta estructural, explica las características, propiedades físicas y mecánicas que afectan la respuesta estructural. El capítulo cinco hace referencia a columnas, se presenta la definición de columna, los tipos de columnas que existen, los efectos de esbeltez, la ecuación de Euler, se aborda la configuración estructural y arquitectónica de un edificio en planta y elevación; este capítulo lo complementa el estudio de columnas rectangulares esbeltas en el período de la estructura, se toma un edificio y se calcula su período variando el tipo de columnas que lo conforman, obtenido así diversos períodos y luego se comparan.

Disipador de energía en columna se denomina el último capítulo. En las primeras secciones del capítulo se define el disipador de energía sísmica, los tipos de disipadores que existen, se estudia la histéresis mecánica y el método de diseño por esfuerzos últimos. La última sección del capítulo trata sobre el disipador en columna esbelta propuesto, aquí se describe la instalación del sistema, se exponen los cálculos para trazado del diagrama de interacción de las columnas que se utilizaron para ensayar; la sección cierra con la descripción del ensayo de flexión-compresión, el equipo utilizado y el análisis de los resultados que se obtuvieron del ensayo.

OBJETIVOS

General

Plantear la utilización de columnas esbeltas en los bordes de las estructuras para la disipación de energía sísmica, así como la base teórica y práctica que intervienen en su estudio.

Específicos

1. Proporcionar un documento donde se encuentren conceptos generales de sismos, vibraciones y análisis dinámico.
2. Estudiar el comportamiento de la estructura al colocar columnas esbeltas rectangulares en los bordes de la estructura, tomando como referencia su período.
3. Proporcionar una forma alternativa para el cálculo del período aproximado de la edificación que tome en cuenta la sección y altura de las columnas.
4. Estudiar el comportamiento del período aproximado de una estructura al variar las dimensiones de la sección transversal de la columna.
5. Proporcionar ductilidad a las columnas externas esbeltas sin variar su sección transversal, por medio de la inclusión de un torón pretensado en la columna.

6. Agregar ductilidad a la estructura para deformarse y desplazarse según la solicitud del sismo, al incluirle las columnas con torón en las orillas.

INTRODUCCIÓN

Guatemala es un país de alto riesgo sísmico donde se construyen estructuras de baja altura y de concreto reforzadas mayormente, pero debido a errores humanos o la alta energía liberada por los sismos las estructuras colapsan. La implementación de sistemas de disipación de energía sísmica para soslayar la situación, representa un alto costo en comparación a las veces que se presentara el evento. Bajo la premisa anterior se vio la necesidad de estudiar una forma análoga de disipación de energía.

Basándose en dos criterios de diseño, el primero plantea que la estructura debe ser rígida y el segundo que la estructura deber ser dúctil. Se puede observar que del primero se obtendrá una estructura pesada, que dará como resultado un alto valor de corte basal, con la segunda se obtiene una estructura más liviana y dúctil, pero con un alto costo en comparación al primero debido a un mayor uso de acero. La propuesta de estudio es proporcionarle ductilidad a la estructura para que sea capaz de deformarse de forma adecuada bajo cargas de sismo, mediante la introducción de columnas rectangulares esbeltas en la parte externa de la estructura, y la inclusión de un cable pretensado que funcione como disipador de energía.

El documento presenta un breve repaso de sismos ocurridos en el país. Introduce al lector a sismos, análisis dinámico, respuesta estructural y vibraciones. Se presentan definiciones, conceptos básicos y ecuaciones, de forma que el lector se familiarice con estos temas. Se define columna, tipos de columna; se explica cómo funciona una columna esbelta y se dan los requerimientos técnicos para el diseño y fabricación de una. Se presenta la

configuración estructural y arquitectónica como parte esencial de la disipación de energía y estabilidad estructural.

Se hace la propuesta de utilizar la ecuación 12.89 del código ASCE 7-05 para el cálculo del período de una edificación, para esto se hace un estudio comparativo entre la ecuación propuesta y otras dos ecuaciones para el cálculo del período estructural. Con la ecuación propuesta se estudia el efecto en el período de la estructura al utilizar columnas esbeltas en los bordes y cortas en el centro.

Para estudiar la iniciativa de colocar alambre pretensado en las columnas para que funcionen como disipadores de energía sísmica, se fabricaron columnas simples y con torón, para que se pudiera realizar un estudio comparativo. Como parte del estudio se presenta la descripción de la construcción de las muestras, la descripción del ensayo y el análisis de los resultados obtenidos.

1. GENERALIDADES DE SISMOS

1.1. Sismo

Un sismo es cualquier movimiento súbito del terreno o litosfera que libera energía, esta se propaga en forma de ondas, que a través de su paso causan vibraciones; pueden ser originados de forma natural o artificial.

A los sismos se les suele llamar terremoto o temblor, pero la diferencia entre ellos es que el temblor se define como un movimiento telúrico pequeño, local y de daños poco considerables; mientras que el terremoto es un sismo muy grande o macrosismo que provoca daños considerables.

Los sismos se pueden clasificar por su origen: tectónicos e interplacas; la profundidad de su foco: superficiales, intermedios y profundos; y la distancia del epicentro al punto de observación: locales y telesismos.

1.2. Causas de los sismos

Existen una variedad de fenómenos que provocan la vibración de la tierra, dependiendo de estos actualmente se pueden reconocer tres clases: sismos de origen tectónico, de origen volcánico y los que producen las actividades que desarrollan los seres humanos. De todos estos el más devastador es el sismo de origen tectónico, y por ende los de mayor interés para el estudio.

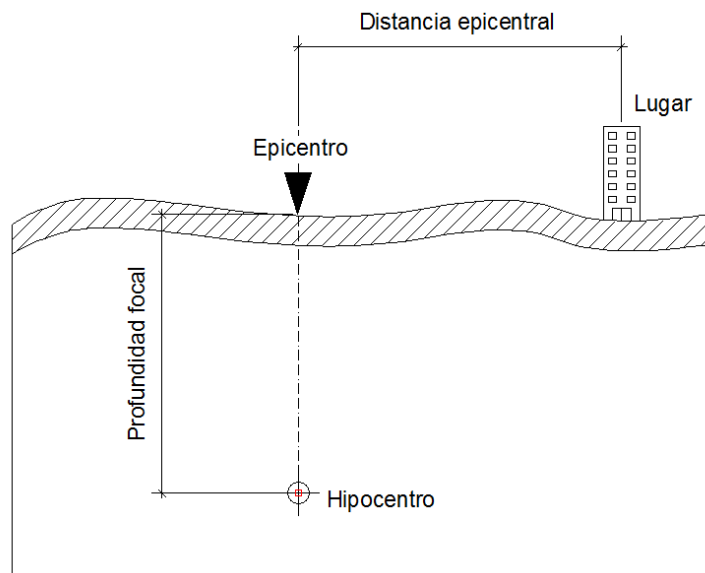
1.3. Hipocentro, epicentro y ondas sísmicas

Un sismo posee una ubicación sobre la superficie terrestre y otra ubicación dentro de la tierra. Los sismos o terremotos se propagan en formas de ondas a través de la tierra. Estas ondas pueden ser superficiales o internas.

1.3.1. Hipocentro

Es el punto interior donde se origina el sismo. Se localiza normalmente entre 15 km y 45 km debajo de la superficie del suelo: en ocasiones se localiza a más de 600 km de profundidad. La profundidad a la que se encuentra el hipocentro se le denomina profundidad focal (ver figura 1).

Figura 1. **Hipocentro y epicentro**



Fuente: elaboración propia.

1.3.2. Epicentro

Es el punto que se encuentra localizado encima del hipocentro, sobre la superficie terrestre, pasando por el centro de la tierra. En este punto se siente con mayor intensidad el sismo. La distancia de un punto de referencia al epicentro se llama distancia epicentral.

1.3.3. Ondas sísmicas

Cuando se produce un movimiento en el hipocentro se originan ondas sísmicas que se transmiten en una dirección radial. Las ondas que se presentan en un movimiento telúrico son: internas o de cuerpo, y superficiales.

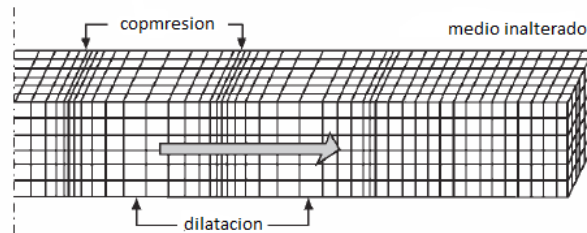
1.3.3.1. Ondas internas o de cuerpo

Las ondas internas o de cuerpo se propagan a través del interior de la tierra y provocan ondas longitudinales y transversales. Estas provocar esfuerzos de compresión y corte en el medio en el que viajan.

1.3.3.1.1. Ondas longitudinales

También denominadas ondas primarias (ondas P), de compresión o de dilatación. Viajan velozmente, hacen vibrar las partículas en dirección radial con respecto a la fuente, este movimiento origina compresión y dilatación en el medio por el cual se desplazan. Este comportamiento se aprecia en la figura 2.

Figura 2. **Ondas longitudinales u Ondas P**

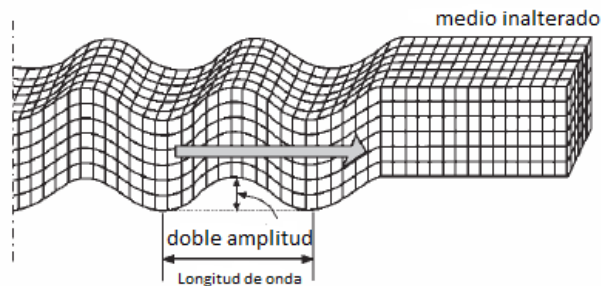


Fuente: DI SARNO, Luigi. Fundamentals of Earthquake Engineering. p. 10.

1.3.3.1.2. **Ondas transversales**

También llamadas ondas de corte, de distorsión, de cuerpo u ondas secundarias (ondas S). Estas viajan lentamente, hacen vibrar las partículas en forma horizontal, de forma perpendicular a la dirección de propagación como se puede observar en la figura 3. Este movimiento crea esfuerzos de corte en el suelo en el que se moviliza.

Figura 3. **Ondas Transversales u Ondas S**



Fuente: DI SARNO, Luigi. Fundamentals of Earthquake Engineering. p.10.

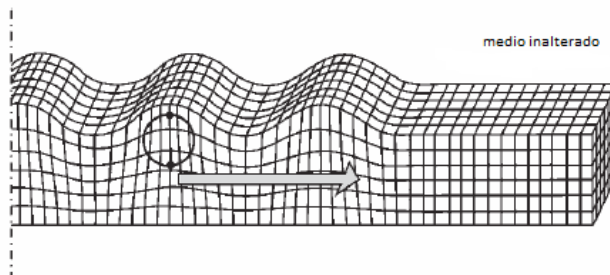
1.3.3.2. Ondas superficiales

Estas son originadas por las ondas S, transmiten la mayor cantidad de energía. Estas se transmiten en la capa superficial de la tierra y se clasifican en ondas Rayleigh y ondas Love.

1.3.3.2.1. Ondas Rayleigh

Conocidas también como ondas R. Este tipo de ondas se desplazan de forma similar al de las ondas en la superficie del agua. Las partículas vibran sobre un plano en dirección de la trayectoria de las ondas, describiendo un movimiento elíptico horizontal y vertical paralelamente.

Figura 4. Ondas Rayleigh u Ondas R

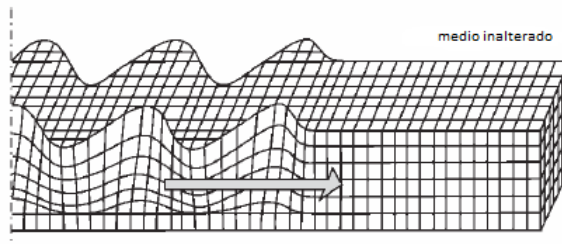


Fuente: DI SARNO, Luigi. Fundamentals of Earthquake Engineering. p. 13.

1.3.3.2.2. Ondas Love

Denominadas también ondas L, hace que las partículas del terreno vibren horizontalmente en sentido perpendicular a la dirección de propagación, sin movimiento vertical.

Figura 5. Ondas Love u Ondas L



Fuente: DI SARNO, Luigi. Fundamentals of Earthquake Engineering. p. 13.

1.4. Antecedentes sísmicos en Guatemala

Guatemala se encuentra entre las placas tectónicas de Norteamérica, Cocos y Caribe, éstas son las que determinan la actividad sísmica que tienen lugar en sus límites. Los límites de la placa Norteamericana - Caribe definen la zona de sismos con las fallas del Chixoy-Polochic y la de Motagua, que se extiende desde la costa del Caribe hasta México, generan fallas secundarias como Jalpatagua, Mixco, Santa Catarina Pínula, etc.

Estas fallas han generado varios sismos durante la historia, algunos de esos sismos se presentan a manera de estudio del riesgo sísmico nacional.

Sismo de 1902: el 18 de abril a las 8:23 P.M., ocurrió un fuerte sismo, ocasionando daños principalmente en Quetzaltenango y Sololá. La magnitud fue de 7,5 a 8,3. Se localizó a $14,90^\circ$ latitud Norte y $94,50^\circ$ longitud Oeste, y una profundidad de 60 km.

Sismo de 1913: el 8 de marzo a las 8:55 A.M., un sismo destruyó y dejó muertos en Guajiniquilapa, Cuilapa; cabecera departamental de Santa Rosa. De este sismo no se tiene una localización exacta del epicentro.

Sismo de 1915: el 7 de septiembre, ocurrió un sismo de magnitud 7,5, que dejó daños en San Salvador y Jutiapa. No se registró la localización exacta del epicentro.

Sismo de 1917: el 27 de noviembre se sintió un fuerte movimiento en las proximidades de la capital, en el municipio de Villa Nueva. Los diarios de la época informaron que la actividad continuó percibiéndose en los días siguientes; hasta que el día 26 de diciembre a las 5:21 horas de la mañana, destruyendo gran parte del centro de la capital y las proximidades.

Sismo de 1918 y 1919: el 4 de enero entre las 4:30 y 4:32 de la madrugada; dos nuevos movimientos telúricos sacudieron la ciudad de Guatemala. El final de la fuerte actividad lo marco el 24 de enero aproximadamente a las 7:30 horas de la mañana, este último reporto bastantes daños. El 17 de abril de 1919 ocurrió un movimiento telúrico en Guatemala que reporto una magnitud siete.

Sismo de 1929: el 17 de enero se sintió un sismo que dejó daños considerables en Puerto Barrios. De este acontecimiento no existen mayores datos.

Sismo de 1942: el 6 de agosto a las 11:36 de la noche se registró un sismo de magnitud $M_s=8,3$. El sismo reporto daños en los departamentos de Guatemala, Sacatepéquez, Chimaltenango, San Marcos, Totonicapán, Quiché, Sololá, Escuintla, Huehuetenango, Santa Rosa, Chiquimula, Alta y Baja

Verapaz. El epicentro se localizó en 13,9° latitud Norte y 90,8° latitud Oeste, y 60 km de profundidad.

Sismo de 1959: el 20 de febrero a las 18:16 horas un sismo causa daños importantes en Ixcan, Quiche. Localizado en 15,94° latitud Norte y 90,59° latitud Oeste, con una profundidad de 48 km.

Sismo de 1976: el 4 de febrero a las 3:03 horas de la madrugada un gran sismo a lo largo de la falla del Motagua Los amates a Sololá. Se localizó en 15,32° latitud Norte y 89,10° longitud Oeste, con una profundidad alrededor de 5 km y magnitud $M_s=7,5$. Se activó el sistema de fallas de Mixco.

Sismo de 1985: un sismo de magnitud $M_s=5$, afecto a Uspatán, Quiche; el 11 de octubre a las 3:39 A.M. Se localizó en 15,0° latitud Norte y 90,9° longitud Oeste, con 5 km de profundidad.

Sismo de 1991: un evento sísmico superficial se produjo en Pochuta, Chimaltenango el 18 de septiembre a las 3:48 A.M.; el epicentro se localizó en 14,24° latitud Norte y 91,03° longitud Oeste, con profundidad de 32 km y magnitud 5,3. Posterior al sismo principal se desarrolló un enjambre sísmico que en las primeras 24 horas registro al menos 436 réplicas.

Sismo de 1995: el 19 de diciembre en Tukurú, Alta Verapaz; a las 2:56 P.M., se produjo un sismo de magnitud $M_l=5,3$, localizando su epicentro en 15,30° latitud Norte y 90,15° longitud Oeste, con una profundidad focal de 10 km.

Sismos de 1998: en 1998 se produjeron dos sismos considerables. El 10 de enero a las 2:20 A.M. se produjo un sismo de magnitud $M_c=5,8$ con

epicentro en 14° latitud Norte y 91,45° longitud Oeste y profundidad focal de 33 km. Este inicio una serie de réplicas que se extendieron hasta el 20 de ese mismo mes. El otro se produjo el 2 de marzo, una serie de sismos con epicentro en 13,52° latitud Norte y 91,52° longitud Oeste (con área epicentral en la zona de subducción frente a las costas de Retalhuleu y Suchitepéquez), Con magnitudes de 5,6 a 4,8.

Sismos de 2001: el 13 de enero a las 11:33 A.M., se produjo un sismo de magnitud $M_w=7,6$, frente a las costas de El Salvador, este sismo fue sensible en toda la República de Guatemala y registró una intensidad de IV grados en la escala de Mercalli, para la ciudad de Guatemala. Mientras que el 13 de febrero a las 8:22 A.M., hubo un sismo de magnitud $M_w=6,6$, el área epicentral se encontró en la región de San Juan Tepezontes-San Vicente-Cojutepeque, el sismo fue de características superficiales, con una profundidad focal aproximada de 13 km. Fue sensible en toda la República de Guatemala.

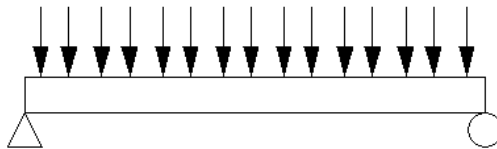
Sismos de 2011: a pocos minutos del medio día, el 19 de septiembre se percibió un pequeño sismo. A las 12:34 de la tarde se produjo un fuerte sismo que sacudió a Cuilapa, Santa Rosa. El evento fue de magnitud $M_w=5,8$, el epicentro se localizó en 14,33° latitud Norte y 90,14° longitud Oeste y una profundidad de 9 km. Este sismo fue precedido por otros tres sismos de menor magnitud, sus magnitudes variaron entre los 4,5 y 4,9; la actividad fue diezmado a eso de las dos de la tarde. Los sismos fueron sensibles en gran parte de la República de Guatemala.

2. CONCEPTOS DE ANÁLISIS DINÁMICO

2.1. Grados de libertad

En dinámica se define como el número de desplazamientos independientes requeridos para definir la posición desplazada de todas las partículas de masa en cualquier instante. En la figura 6 se muestra una viga simplemente apoyada con una carga distribuida, esta viga solo presenta un desplazamiento en sentido vertical; esto indica que es un sistema de un grado de libertad (1DOF, por sus siglas en inglés).

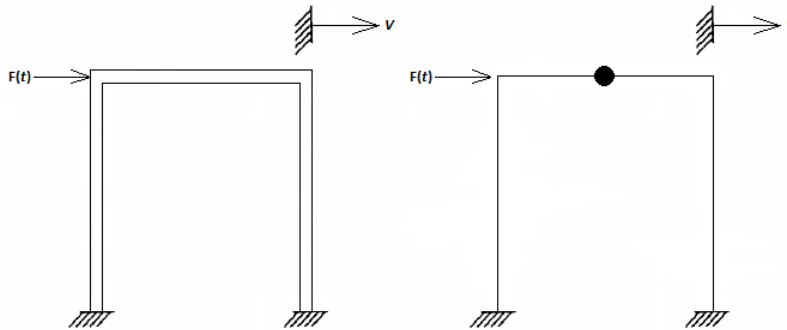
Figura 6. **Viga simplemente apoyada**



Fuente: elaboración propia.

El marco de la figura 7 posee tres grados de libertad; uno lateral y dos rotacionales, en un análisis estático. En análisis dinámico solo posee desplazamiento en sentido a la excitación (1DOF), esto si se idealiza que la masa se concentra en el nivel superior; en adelante nombraremos a este tipo de estructuras como estructuras de simple grado de libertad (SDF, por sus siglas en inglés).

Figura 7. Estructura de simple grado de libertad (SDF)



Fuente: PAZ, Mario. Dinámica estructural teoría y práctica. p. 4.

2.2. Ecuación de movimiento

Esta sección presenta el modelo matemático que se utiliza en el estudio de una estructura de simple grado de libertad sujeta a una fuerza dinámica. La ecuación que gobierna el movimiento proviene del principio de equilibrio y la ley de movimiento.

2.3. Sistema linealmente elástico

Cuando una fuerza estática f_e actúa sobre un marco genera un desplazamiento u , en la estructura se genera una fuerza de inercia de valor igual a f_e pero en sentido opuesto, para evitar el desplazamiento. Existe una relación entre f_e y u asociados con la deformación de la estructura que es de carácter lineal para pequeñas deformaciones y no lineales para grandes deformaciones. En un sistema linealmente elástico la relación fuerza lateral y desplazamiento se representa como:

$$f_e = K * u \quad (1)$$

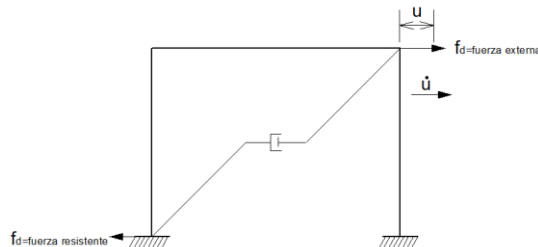
Donde K representa la rigidez lateral de todo el sistema en fuerza/longitud.

2.3.1. Mecanismos de disipación y fuerza de amortiguamiento

Las estructuras disipan gran parte de su energía por medio de efectos térmicos originados por repetidos esfuerzos elásticos del material y de la fricción interna por la deformación de los sólidos. Actualmente se instalan mecanismos adicionales que ayuden a la mejora de disipación de energía sísmica.

Actualmente en estructuras SDF el amortiguamiento es representado de forma idealizada como un amortiguamiento lineal viscoso.

Figura 8. Fuerza de amortiguamiento



Fuente: SAAVEDRA A., Ramiro. Vibración Libre.

http://www.umss.edu.bo/epubs/etexts/downloads/19/cap_IV.htm. Consulta: junio de 2011.

En la figura 8, un marco amortiguado es sometido a una carga f_d con la misma dirección al desplazamiento. Se puede observar que el sistema es equilibrado por la fuerza interna de amortiguamiento que posee la misma

magnitud que f_d pero dirección contraria. La fuerza f_d está relacionada a través del coeficiente de amortiguamiento c y la velocidad \dot{u} .

$$f_D = c * \dot{u} \quad (2)$$

A diferencia de la rigidez K el coeficiente de amortiguamiento c no puede ser calculado a partir de las dimensiones de la estructura y sus elementos estructurales.

2.3.2. Ley de movimiento y principio D'Alembert

Los ejemplos anteriores se desplazan en un intervalo de tiempo debido a una fuerza aplicada. Esta relación tiempo-desplazamiento se encuentra dada en la segunda ley del movimiento de Newton que indica: Cuando se aplica una fuerza a un objeto, éste se acelera. Dicha aceleración es en dirección de la fuerza y es proporcional a su intensidad y es inversamente proporcional a la masa que se mueve. Que se expresa como:

$$F = m * a \quad (3)$$

Donde F representa la resultante de fuerza que actúa sobre la masa m y a es la aceleración resultante. La aceleración se define como la segunda derivada con respecto al tiempo del vector posición; por lo tanto se puede representar como la ecuación diferencial:

$$F = m * \ddot{u} \quad (4)$$

El principio de D'Alembert (equilibrio dinámico) establece que un sistema puede ser puesto en estado de equilibrio dinámico. Esto se obtiene agregando una fuerza ficticia comúnmente llamada fuerza de inercia que es de igual magnitud al producto de la masa por la aceleración y con dirección opuesta al movimiento.

2.3.3. Masa, amortiguamiento y rigidez

Una fuerza $p(t)$ aplicada a un sistema provoca: desplazamiento (u), velocidad (\dot{u}) y aceleración (\ddot{u}). Cuando se relaciona la masa (m), amortiguamiento (c) y rigidez (k) con los movimientos anteriores, se puede representar a la fuerza $p(t)$ de la siguiente forma:

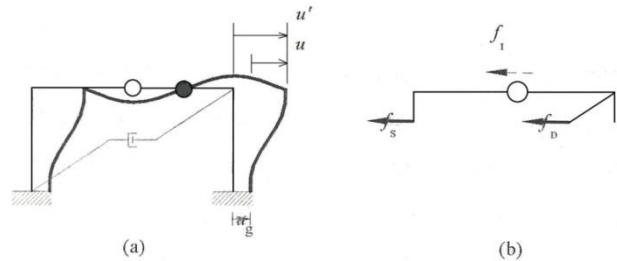
$$f_I + f_D + f_e = p(t) \quad (5)$$

o con la ecuación diferencial:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + Ku = p(t) \quad (6)$$

Cuando una estructura es sujeta a movimiento sísmico en su base el comportamiento se describe de la siguiente forma.

Figura 9. **SDF bajo excitación sísmica**



Fuente: SAAVEDRA A., Ramiro. Vibración Libre.

http://www.umss.edu.bo/epubs/etexts/downloads/19/cap_IV.htm. Consulta: junio de 2011.

En la figura 9 se observa un marco afectado por un sismo; el desplazamiento u_g del suelo, el desplazamiento total de la masa u' y el desplazamiento relativo entre la masa y el suelo u están relacionados por la ecuación:

$$u'_{(t)} = u_{(t)} + u_{g(t)} \quad (7)$$

Del diagrama de cuerpo libre de la figura 9(b) se obtiene la siguiente ecuación de equilibrio:

$$f_I + f_D + f_e = 0 \quad (8)$$

Donde la fuerza elástica f_e y de amortiguamiento f_D son producidas por el movimiento relativo u entre masa y base, por lo tanto continúan siendo válidas las ecuaciones 1 y 2 para f_e y f_D ; sin embargo la fuerza de inercia f_I es relacionada a la aceleración de la masa \ddot{u} , de donde se obtiene:

$$f_I = m * \ddot{u} \quad (10)$$

Sustituyendo la nueva f_I se obtiene la ecuación que gobierna el desplazamiento relativo $u(t)$ del sistema lineal de la figura 9 sujeto a la aceleración del suelo $\ddot{u}_{g(t)}$:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + Ku = -m\ddot{u}_{g(t)} \quad (11)$$

Si se comprara la ecuación de movimiento para el sistema sujeto a excitaciones sísmicas con el sistema afectado por una fuerza externa, se podrá observar que es una y misma. El desplazamiento relativo debido a la aceleración del suelo $\ddot{u}_{g(t)}$, será idéntico al desplazamiento de la estructura de base fija sometido a la acción de una fuerza externa igual a $-m\ddot{u}_{g(t)}$. Por lo tanto el movimiento del suelo puede ser reemplazado por una fuerza sísmica efectiva.

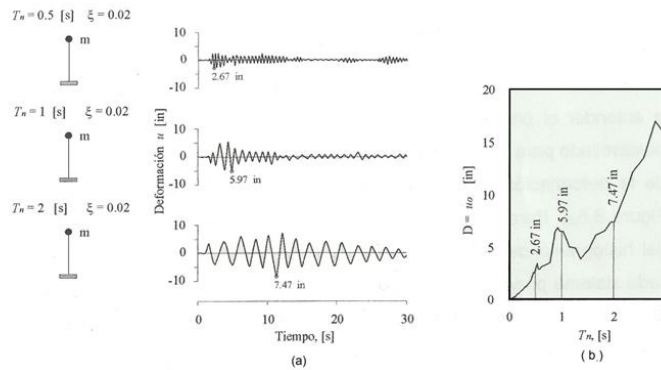
$$p_{eff(t)} = -m\ddot{u}_{g(t)} \quad (12)$$

Se debe hacer hincapié en que la fuerza $p_{eff(t)}$ actúa en sentido opuesto a la aceleración y sobre todo que es proporcional a la masa de la estructura.

2.4. Respuesta espectral para diseño elástico

El máximo valor de un diagrama de respuesta de un sistema con un solo grado de libertad se denomina respuesta espectral. Cuando se agrupan varias respuestas pico (valores máximos), se obtiene una gráfica dentada denominada diagrama de respuesta espectral (ver figura 10).

Figura 10. **Espectro de respuesta de desplazamiento**



(a) Espectros de respuesta de tres sistemas SDF con $\xi = 2\%$ y $T_n = 0.5s, 1.0s, 2.0s$ (b) Espectro de respuesta de deformación para $\xi = 2\%$

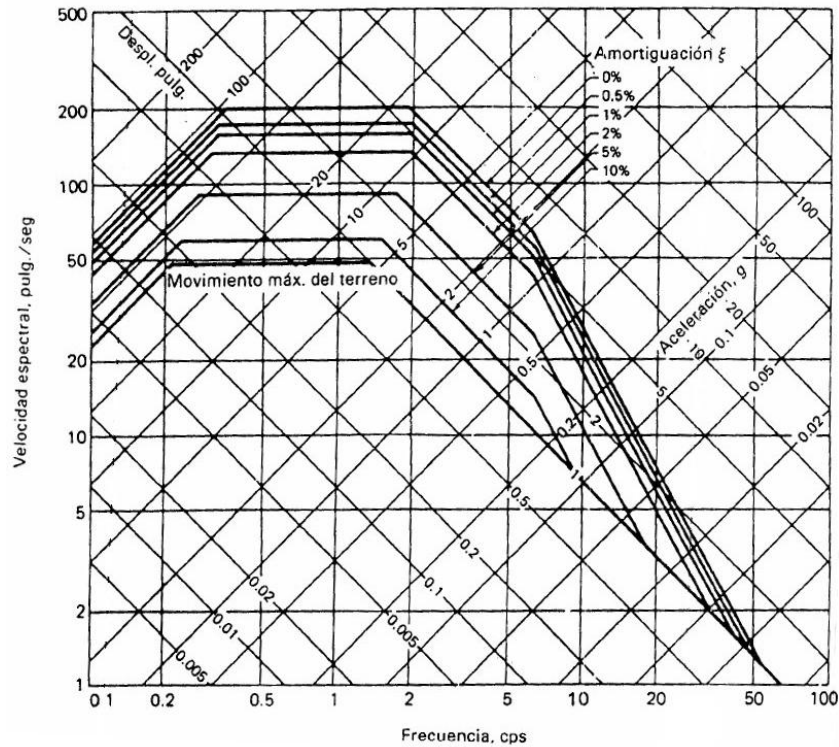
Fuente: SAAVEDRA A., Ramiro. Respuesta Sísmica a Sistemas Lineales.

http://www.umss.edu.bo/epubs/etexts/downloads/19/cap_VIII.htm. Consulta: mayo de 2011

Un sismo posee tres pseudo respuestas espectrales. La respuesta espectral de pseudo velocidad relacionada directamente con la energía pico almacenada en el sistema durante un sismo, la respuesta espectral de deformación que proporciona la deformación pico del sistema y la respuesta espectral de pseudo aceleración relacionada directamente con el corte basal. Con estas tres pseudo respuestas espectrales se traza una gráfica tripartita en papel logarítmico.

Para motivos de diseño la respuesta espectral dentada es inapropiada, debido a que esta forma es característica de una sola excitación. La respuesta espectral para otro movimiento del suelo registrado en el mismo sitio durante un sismo diferente es también dentado, pero los picos y valles son necesarios en los mismos períodos. Por esto la respuesta espectral de diseño debe consistir en una serie de curvas rectas con una curva para cada nivel de amortiguamiento.

Figura 11. **Diagrama de respuesta espectral para diseño elástico, con diversos valores de amortiguamiento**

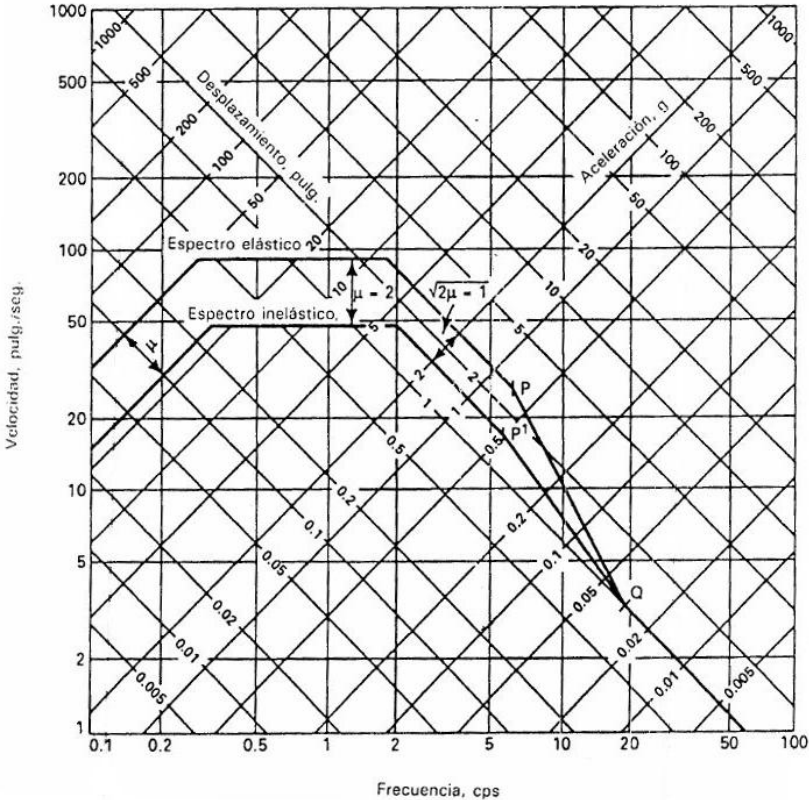


Fuente: PAZ, Mario. Dinámica estructural teoría y práctica. p. 198.

2.5. Respuesta espectral para diseño no elástico

El procedimiento de construcción para un diagrama espectral de diseño elástico puede aplicarse a la fabricación de un diagrama espectral de diseño en la región no elástica. Ambos diagramas tiene la misma apariencia, pero las curvas están desplazadas hacia abajo en una cantidad relacionada con la razón de ductilidad μ .

Figura 12. Diagrama de respuesta espectral para diseño no elástico, con un $\mu=2$ y un amortiguamiento del 5%



Fuente: PAZ, Mario. Dinámica estructural teoría y práctica. p. 204.

En la región de desplazamiento y velocidad se reducen el espectro a una razón igual a μ , mientras que en el área de aceleración se recomienda reducirla con el factor $\sqrt{2\mu - 1}$. Se finaliza el diagrama trazando una línea desde el punto P' al punto Q, que es el punto donde la línea descendente del punto P del diagrama espectral elástico intersecta a la línea de aceleración, esto se observa en la figura 12.

2.6. Sismos de diseño para Guatemala

Los sismos de diseño son espectros de aceleración que se fabrican a partir de parámetros establecidos para la República de Guatemala. Esto con el fin de que sea más efectivo el diseño sismo resistente.

2.6.1. Definición

Las variables principales del sismo de diseño son: tipo de falla, posición de la falla, distancia focal, distancia epicentral, aceleración del suelo, desplazamiento máximo del suelo, magnitud, tipo de estructura y período de vibración.

Debido a que los datos anteriores son variables, escasos y poco precisos, hace que la interpretación se realice de forma subjetiva. Por tanto se adopta una metodología para el cálculo de estructuras; basado en estudios probabilísticos, geológicos y numéricos con el fin de obtener parámetros confiables, que si bien no representan exactamente el evento, permite una mejor apreciación.

Las Normas de Seguridad Estructural de Edificaciones y Obras de Infraestructura para la República de Guatemala (NSR) de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES), presentan diferentes tipos de sismos para el diseño estructural según la clasificación de la obra. Los sismos de diseño se describen en la norma por medio de espectros de respuesta sísmica simplificados para estructuras con 5% de amortiguamiento, estos se denominan espectros de diseño o simplemente sismos de diseño.

2.6.2. Índice de sismicidad

El índice es una medida relativa de la severidad de un sismo, se representa como I_o . El índice incide en la selección de espectro sísmico de diseño y el tipo de protección sísmica que requiera una estructura. El valor de I_o en la república de Guatemala varía desde $I_o = 2$ hasta $I_o = 4$, repartido a través de varias macro zonas. La norma contempla la aplicación adicional de un índice $I_o = 5$ a nivel de microzona para tomar en cuenta condiciones sísmicas severas geográficamente localizadas. Las zonas con índice $I_o = 5$ son definidas en la norma AGIES NSR 2.1-10.

Tabla I. Nivel mínimo de protección sísmica y probabilidad del sismo de diseño

Índice de sismicidad	Clases de obra			
	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
$I_o = 5$	E	E	D	C
$I_o = 4$	E	D	D	C
$I_o = 3$	D	C	C	B
$I_o = 2$	C	D	B	A
Probabilidad de exceder un sismo de diseño	5% en 50 años	5% en 50 años	10% en 50 años	No aplica
a) ver clasificación de obra en Capítulo 3, norma NSE 1 b) ver índice de sismicidad en Sección 4.2.1 norma NSE 2 c) ver Sección 4.3.4, para selección de espectro sísmico de diseño según probabilidad de excederlo d) para ciertas obras que hayan sido calificadas como "críticas" el ente estatal correspondiente puede considerar probabilidad de excedencia de 2% en 50 años ($K_d = 1.00$ en sección 4.3.4) e) "esencial" e "importante" tienen la misma probabilidad de excedencia – se diferencian en el Nivel de Protección y en las deformaciones laterales permitidas				

Fuente: AGIES NSR 2-10. p. 11.

2.6.3. Sismos para diseño estructural

La norma define los sismos dependiendo la probabilidad de excedencia en un período de 50 años.

Sismo básico: sismo que tiene un noventa por ciento de probabilidad de no ser excedido en un período de cincuenta años.

Sismo severo: este sismo tiene un 5% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años. Se sugiere que sea utilizado este tipo de sismo para el diseño estructural de obras importantes y de obras esenciales o donde lo indique la norma. Este se puede sustituir en lugar del sismo básico si el proyecto lo demanda.

Sismo extremo: se define de esta manera al sismo que tiene una probabilidad de excedencia del 2% en un período de 50 años

Sismo mínimo: el sismo mínimo es una reducción del sismo básico que es permitido únicamente en casos excepcionales.

2.6.3.1. Parámetros

Los parámetros iniciales S_{cr} y S_{1r} son la ordenada espectral de período corto y la ordenada espectral con período de 1 segundo del sismo extremo respectivamente. Los valores de S_{cr} y S_{1r} para la República de Guatemala están dados en un mapa de zonificación sísmica (ver figura 13), o de manera más detallada en el listado de amenaza sísmica por municipio (ver anexo). Los valores parámetros iniciales se deben ajustar de acuerdo al perfil del suelo del sitio y la intensidad incrementada de vibración en el sitio.

2.6.3.2. Ajuste por clase de sitio

$$S_{cs} = S_{cr} * F_a \quad (13)$$

$$S_{1s} = S_{1r} * F_v \quad (14)$$

Donde:

S_{cs} = ordenada espectral del sismo extremo en el sitio de interés para estructuras con período de vibración corto, para un amortiguamiento de 5% del crítico;

S_{1s} = la ordenada espectral correspondiente a períodos de vibración de 1 segundo, para un amortiguamiento de 5% del crítico;

F_a = coeficiente de sitio para períodos de vibración cortos (ver tabla II);

F_v = coeficiente de sitio para períodos largos (ver tabla III).

Tabla II. **Coficiente de sitio F_a**

Clase de sitio	Indice de sismicidad				
	2a	2b	3a	3b	4
AB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,0	1,0	1,0	1,0
D	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
E	1,7	1,2	1,0	0,9	0,9
F	Se requiere evaluación específica ver sección 4.4.1 norma NSR 2				

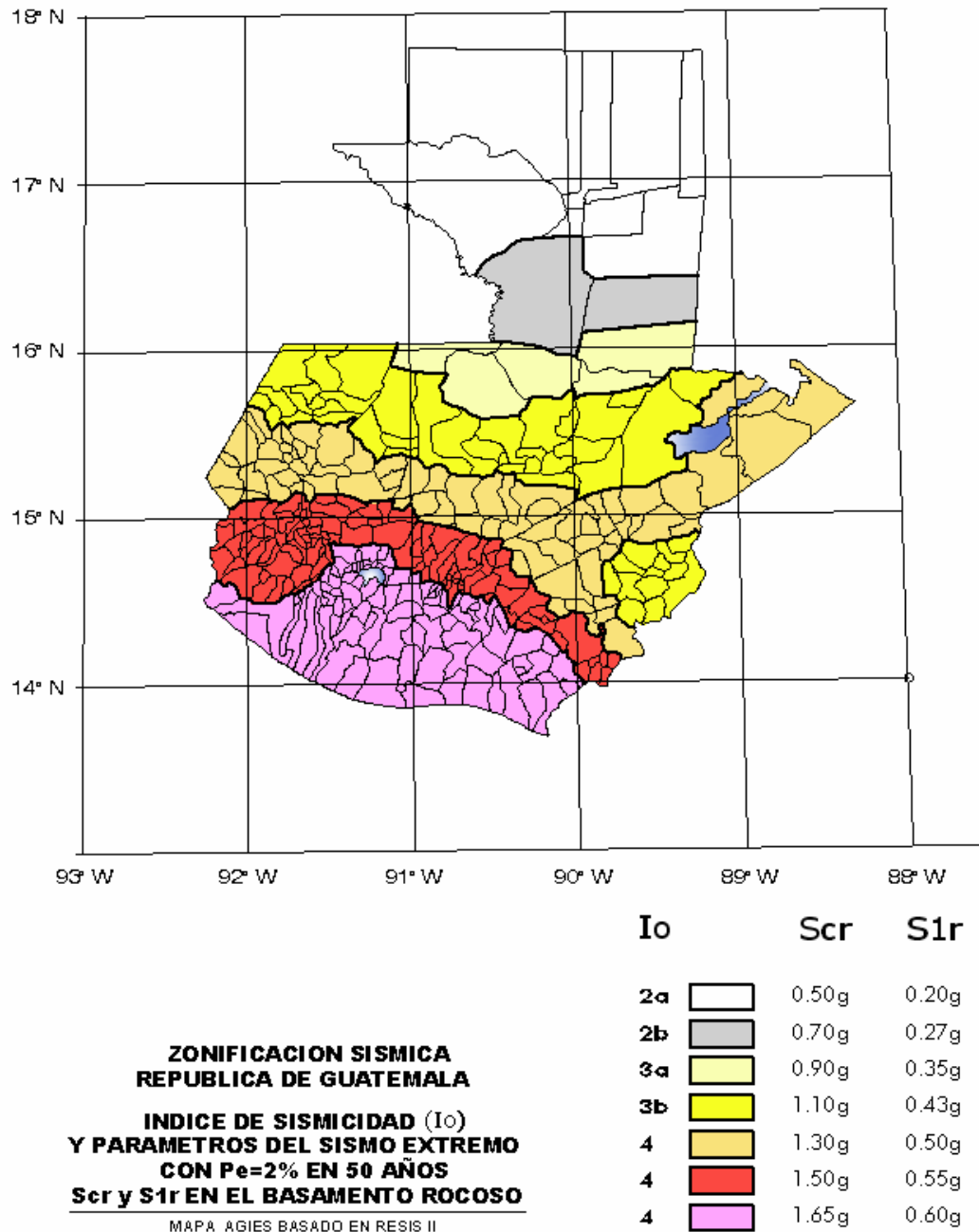
Fuente: AGIES NSR 2-10. p. 15.

Tabla III. **Coficiente de sitio F_v**

Clase de sitio	Índice de sismicidad				
	2a	2b	3a	3b	4
AB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
D	2,0	1,8	1,7	1,6	1,5
E	3,2	2,8	2,6	2,4	2,4
F	Se requiere evaluación específica ver sección 4.4.1 norma NSR 2				

Fuente: AGIES NSR 2-10. p. 15.

Figura 13. Zonificación sísmica para la República de Guatemala



Fuente: AGIES NSR 2-10. p. 14.

2.6.3.3. Ajuste de intensidad sísmicas especiales

$$S_{cs} = S_{cr} * F_a * N_a \quad (13a)$$

$$S_{1s} = S_{1r} * F_v * N_v \quad (14a)$$

Donde:

N_a = coeficiente para períodos de vibración cortos (ver tabla IV);

N_v = coeficiente para períodos largos (ver tabla V).

Tabla IV. N_a para períodos cortos de vibración

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica (Nota 1)		
	≤2 km	5 km	≥10 km
A	1,25	1,12	1,0
B	1,12	1,0	1,0
C	1,0	1,0	1,0

Nota 1: tomar la distancia horizontal a la proyección horizontal de la fuente sísmica sobre la superficie; no considerar las porciones del plano de falla cuya profundidad exceda 10 km
 Nota 2: utilizar el factor N_a que mayor haya salido al cotejar todas las fuentes relevantes.

Fuente: AGIES NSR 2-10. p. 24.

Tabla V. N_v para períodos largos de vibración

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica (Nota 1)			
	≤2 km	5 km	≥10 km	≥15 km
A	1,4	1,2	1,1	1,0
B	1,2	1,1	1,0	1,0
C	1,0	1,0	1,0	1,0

Continuación de tabla V.

Nota 1: tomar la distancia horizontal a la proyección horizontal de la fuente sísmica sobre la superficie; no considerar las porciones del plano de falla cuya profundidad exceda 10 km
Nota 2: utilizar el factor N_v que mayor haya salido al cotejar todas las fuentes relevantes.

Fuente: AGIES NSR 2-10. p. 25.

2.6.3.4. Período de transición

$$T_s = \frac{S_{1s}}{S_{cs}} \quad (15)$$

Donde:

T_s = períodos en segundos que separa los períodos cortos de los largos

2.6.3.5. Construcción de los espectros de diseño

Los factores que se presentan a continuación determinan los niveles de diseño, estos son tomados del código AGIES NSR 2-10.

Sismo ordinario: 10% probabilidad de ser excedido en 50 años $K_d=0,66$.

Sismo severo: 5% probabilidad de ser excedido en 50 años $K_d=0,80$.

Sismo extremo: 2% probabilidad de ser excedido en 50 años $K_d=1,00$.

Sismo mínimo: condición de excepción $K_d=0,55$.

El espectro calibrado al nivel de diseño requerido está dado por las ecuaciones siguientes.

$$S_{cd} = S_{cs} * K_d \quad (16)$$

$$S_{1d} = S_{1s} * K_d \quad (17)$$

Las coordenadas espectrales para cualquier período T , está definida por las ecuaciones:

$$S_a(T) = s_{cd} \quad \text{si } T \leq T_s \quad (18a)$$

$$S_a(T) = \frac{s_{1d}}{T} \quad \text{si } T > T_s \quad (18b)$$

Si existiera necesidad de estimar la Aceleración Máxima del Suelo (AMS) del sismo de diseño se debe utilizar la ecuación 19. Este parámetro es equivalente a la aceleración pico del suelo.

$$AMS_d = 0,40 * s_{cd} \quad (19)$$

La componente vertical de diseño está dada por:

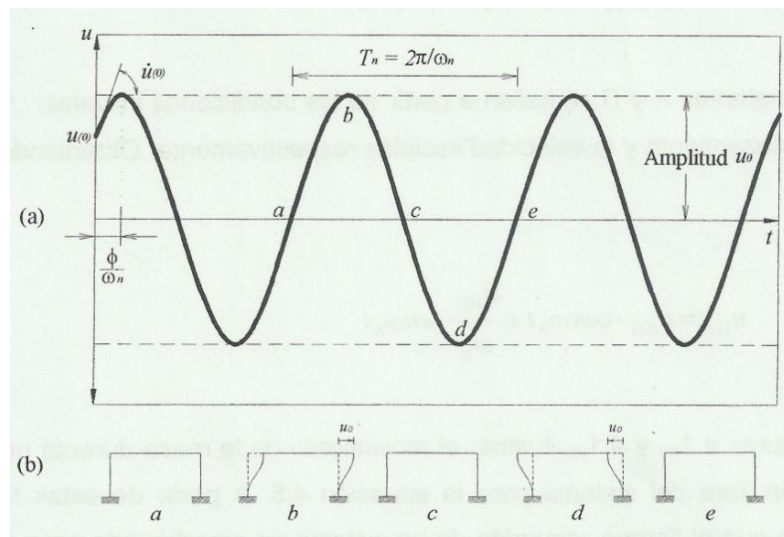
$$S_{vd} = 0,15 * s_{cd} \quad (20)$$

3. NOCIONES DE VIBRACIONES

3.1. Período y frecuencia

Una estructura sometida a una carga de sismo se desplazara desde su posición de equilibrio, de un lado a otro, hasta alcanzar su posición inicial, debido a una fuerza de restitución elástica o gravitacional. El intervalo de tiempo en que la estructura completa un ciclo se denomina período. Al número de ciclos que se repiten por unidad de tiempo se le llama frecuencia. La frecuencia puede ser natural si el sistema vibra libre sin fricción o natural amortiguada cuando el sistema tiene vibración libre con fricción.

Figura 14. **Gráfica de vibración libre sin amortiguamiento de SDF**



Fuente: SAAVEDRA A., Ramiro. Vibración Libre.

http://www.umss.edu.bo/epubs/etexts/downloads/19/cap_IV.htm. Consulta: junio de 2011.

3.2. Resonancia

Fenómeno que ocurre cuando la frecuencia de la excitación es igual a la frecuencia natural del sistema, esto causa el aumento indefinido de la amplitud de la vibración y estará gobernada únicamente por el amortiguamiento del sistema. Este fenómeno puede llegar a causar daños irreparables o hasta el colapso de la estructura. Por lo que se debe calcular cuidadosamente el período natural del sistema para evitar que coincida con los períodos de los sismos del suelo, generalmente este fenómeno suele presentarse en suelos suaves.

3.3. Amortiguamiento

Proceso por el cual la vibración disminuye en amplitud; en este proceso la energía del sistema en vibración es disipada por varios mecanismos los cuales pueden estar presentes simultáneamente. Esta pérdida de energía es producida por fuerzas de amortiguamiento o de fricción que obran sobre el sistema. La energía, ya sea cinética o potencial, se transforma en otras formas de energía tales como calor, sonido o desplazamiento.

3.3.1. Amortiguamiento viscoso

Cuando un cuerpo se encuentra embebido en un fluido tiende a disminuir su movimiento (pierde energía cinética), esto debido a que la viscosidad del fluido se opone al movimiento. La pérdida de energía cinética debido a un fluido viscoso está directamente asociada con la velocidad de movimiento y matemáticamente se describe en la ecuación 2.

En análisis estructural se supone que las fuerzas de amortiguamiento o fricción son directamente proporcionales pero opuestas en dirección a las fuerzas de movimiento. Estas características hacen suponer que los amortiguamientos de una estructura sean viscosos, aunque en realidad no sean de tipo viscoso. Se realiza esta suposición debido a que se realiza un análisis matemático relativamente simple.

3.3.2. Amortiguamiento de Coulomb

Este tipo de amortiguamiento se presenta cuando un movimiento es atenuado debido a la fricción entre superficies secas. La fuerza de fricción se genera debido a las imperfecciones de la superficie y la fuerza normal a la superficie, se define como el producto de la fuerza normal N y el coeficiente de fricción μ_f .

3.3.3. Amortiguamiento histerético

“La histéresis es un fenómeno por medio del cual dos, o más, propiedades físicas se relacionan de una manera que depende de la historia de su comportamiento previo. Se presenta cuando un elemento estructural es sometido a cambios en el sentido de la carga aplicada cuando el material del elemento se encuentra en el rango inelástico”.¹

3.4. Vibración libre

Se considera que una vibración es libre cuando un cuerpo o partícula vibra únicamente por su fuerza de restablecimiento, después de haberle aplicado un impulso inicial.

¹ GARCÍA, Luis. Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico. p. 12.

3.4.1. Vibración libre no amortiguada

Una vibración libre no amortiguada de un sistema SDF esta descrita por la ecuación:

$$m\ddot{u} + Ku = 0 \quad (21)$$

$$\ddot{u} + \omega_n^2 u = 0 \quad (22)$$

Donde ω_n representa la frecuencia natural del sistema y es igual a:

$$\omega_n = \sqrt{\frac{K}{m}} \quad (23)$$

Al resolver la ecuación diferencial:

$$u(t) = C_2 \cos\left(t * \sqrt{\frac{K}{m}}\right) + C_1 \sin\left(t * \sqrt{\frac{K}{m}}\right) \quad (24)$$

Y aplicar las condiciones iniciales de velocidad y desplazamiento iguales a cero se obtiene:

$$u(t) = u_{(0)} \cos(\omega_n t) + \frac{u_{(0)}}{\omega_n} \sin(\omega_n t) \quad (25)$$

El período natural y frecuencia cíclica natural de vibración de este movimiento están descritos por las ecuaciones 26 y 27 respectivas:

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} \quad (26)$$

$$f_n = \frac{1}{T_n} \quad (27)$$

La frecuencia natural, período natural y frecuencia cíclica natural se encuentran en función de la masa y la rigidez de la estructura.

Otra forma de expresar la solución de la ecuación diferencial de movimiento es:

$$u(t) = u_{(0)} \cos(\omega_n t - \phi_d) \quad (28)$$

Donde $u_{(0)}$ es la amplitud de movimiento y representa el desplazamiento máximo y ϕ_d es el ángulo de desfase; las ecuaciones que representa a cada uno respectivamente son:

$$u_{(0)} = \sqrt{u_{(0)}^2 + \left[\frac{\dot{u}_{(0)}}{\omega_n}\right]^2} \quad (29)$$

$$\phi_d = \tan^{-1} \left[\frac{\dot{u}_{(0)}}{\omega_n u_{(0)}} \right] \quad (30)$$

3.4.2. Vibración libre con amortiguamiento viscoso

Como se mencionó anteriormente se utilizará el amortiguamiento viscoso, aunque el amortiguamiento real no sea de este tipo, se aplica debido a su sencillez matemática. La ecuación diferencial que describe una vibración libre con amortiguamiento viscoso de un sistema SDF es:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + Ku = 0 \quad (31)$$

Si la ecuación se divide dentro de la masa se obtiene la ecuación:

$$\ddot{u} + 2\xi\omega_n\dot{u} + \omega_n^2 u = 0 \quad (32)$$

Donde ξ es la relación o razón de amortiguamiento crítico representado por la ecuación 33:

$$\xi = \frac{c}{c_{cr}} \quad (33)$$

En donde c_{cr} es el coeficiente de amortiguamiento crítico.

$$c_{cr} = 2m\omega_n \quad (34a)$$

$$c_{cr} = 2\sqrt{mK} \quad (34b)$$

$$c_{cr} = \frac{2K}{\omega_n} \quad (34c)$$

Los parámetros anteriormente mencionados determinan el tipo de movimiento del sistema.

3.4.2.1. Tipos de movimiento

Los tipos de movimiento que se pueden presentar en una vibración libre con amortiguamiento viscoso varían según el valor de razón de amortiguamiento crítico y coeficiente de amortiguamiento crítico. Los tipos de movimiento que se presentan son: vibración libre críticamente amortiguada, vibración libre sobre amortiguada y vibración libre sub amortiguada.

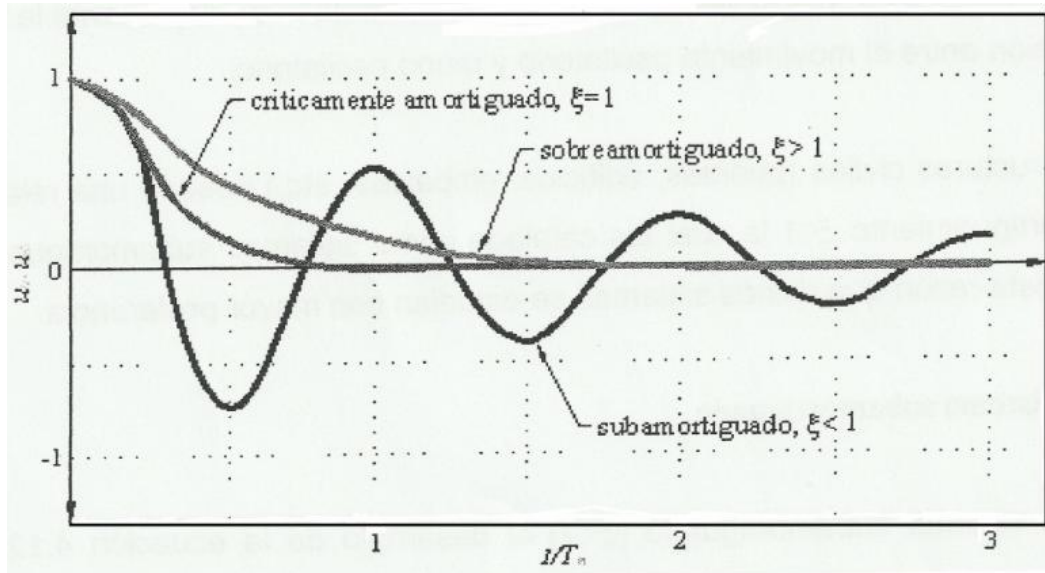
3.4.2.1.1. Vibración libre críticamente amortiguada

Si $c = c_{cr}$ ó $\xi = 1$, el sistema retorna a su posición inicial de equilibrio sin oscilación.

3.4.2.1.2. Vibración libre sobre amortiguado

Este tipo de vibraciones se presenta cuando un sistema oscila pero retorna a su posición de equilibrio lentamente. En esta vibración $c > c_{cr}$ ó $\xi > 1$.

Figura 15. Diferentes tipos de vibraciones libres con amortiguamiento



Fuente: SAAVEDRA A., Ramiro. Vibración Libre.

http://www.umss.edu.bo/epubs/etexts/downloads/19/cap_IV.htm. Consulta: junio de 2011.

3.4.2.1.3. Vibración libre sub amortiguado

Cuando $c < c_{cr}$ ó $\xi < 1$, en este tipo de vibraciones el sistema oscilara en torno de la posición de equilibrio y su amplitud decrece progresivamente. La mayoría de edificaciones se rigen por este movimiento, ya que poseen un bajo valor de amortiguamiento. La ecuación de desplazamiento para esta vibración es:

$$u(t) = e^{-\xi\omega_n t} \left[u(0) \cos(\omega_D t) + \left(\frac{\dot{u}(0) + \xi\omega_n u(0)}{\omega_D} \right) \sin(\omega_D t) \right] \quad (35)$$

En este tipo de movimientos la frecuencia natural de vibración amortiguada está representada como ω_D y se calcula con la ecuación 35:

$$\omega_D = \omega_n \sqrt{1 - \xi^2} \quad (36)$$

El valor de período natural de vibración amortiguado esta dado por:

$$T_D = \frac{2\pi}{\omega_D} \quad (37a)$$

$$T_D = \frac{T_n}{\sqrt{1 - \xi^2}} \quad (37b)$$

El amortiguamiento reduce la frecuencia natural de ω_n a ω_D y aumenta el período natural de T_n a T_D . La mayoría de estructuras presentan una relación de amortiguamiento menor al 20%, este rango hace que el efecto de reducción de frecuencia y período sea despreciable.

3.5. Vibración forzada con carga armónica

Una vibración forzada se presenta cuando un sistema vibra debido a una excitación periódica. Este tipo de vibraciones contempla que la carga o fuerza que actúe varia de forma armónica. El comportamiento del sistema varía si este posee o no amortiguamiento.

3.5.1. Sistema no amortiguado con carga armónica

Este tipo de vibraciones se presenta cuando un sistema no amortiguado se somete a una fuerza externa que no es constante y varía en períodos de tiempo determinado. La fuerza externa se representa matemáticamente como $p_0 \sin(\omega t)$; donde p_0 es máximo valor de fuerza y él ω es la frecuencia de excitación. Al tomar la ecuación 21 e igualarla a la carga armónica que gobierna el movimiento se obtiene el siguiente enunciado.

$$m\ddot{u} + Ku = p_0 \sin(\omega t) \quad (38)$$

La solución a esta ecuación es:

$$u_t = u_{(0)} \cos(\omega_n t) + \left(\frac{\dot{u}_{(0)}}{\omega_n} - \frac{p_0}{k} * \frac{\omega/\omega_n}{1-(\omega/\omega_n)^2} \right) \sin(\omega t) + \frac{p_0}{k} * \frac{1}{1-(\omega/\omega_n)^2} \sin(\omega t) \quad (39)$$

Esta ecuación diferencial es de tipo no homogénea por lo que posee una solución particular y otra complementaria. La solución particular $\frac{p_0}{k} * \frac{1}{1-(\omega/\omega_n)^2} \sin(\omega t)$ representa el estado permanente de vibración; debido a que la fuerza inicial siempre está presente y no depende de las condiciones iniciales. La solución complementaria presente por $u_{(0)} \cos(\omega_n t) + \left(\frac{\dot{u}_{(0)}}{\omega_n} - \frac{p_0}{k} * \frac{\omega/\omega_n}{1-(\omega/\omega_n)^2} \right) \sin(\omega t)$ representa el estado transitorio de vibración que depende de las condiciones iniciales, el termino transitorio se debe a que el amortiguamiento presente siempre en el sistema provoca que la vibración disminuya.

3.5.2. Sistema amortiguado con carga armónica

El comportamiento de un sistema amortiguado con carga armónica está representado matemáticamente por la ecuación diferencial:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + Ku = p_0 \sin(\omega t) \quad (40)$$

De esta ecuación se obtiene la solución:

$$u_t = e^{-\xi\omega_n t} (A \cos(\omega_D t) + B \sin(\omega_D t)) + C \sin(\omega t) + D \cos(\omega t) \quad (41)$$

Donde:

$$C = \frac{p_0}{k} * \frac{1 - (\omega/\omega_n)^2}{[1 - (\omega/\omega_n)^2]^2 + [2\xi(\omega/\omega_n)]^2} \quad (42)$$

$$D = \frac{p_0}{k} * \frac{-2\xi(\omega/\omega_n)}{[1 - (\omega/\omega_n)^2]^2 + [2\xi(\omega/\omega_n)]^2} \quad (43)$$

Las constantes A y B se obtienen por métodos regulares aplicando los parámetros iniciales $u_{(0)} = 0$ y $\dot{u}_{(0)} = 0$.

3.5.2.1. Resonancia

Cuando $\omega = \omega_n$ se está presente ante un fenómeno de resonancia, para este caso las constantes C es igual a cero y D es:

$$D = - \frac{(u_{st})_0}{2\xi} \quad (44)$$

Las constantes A y B para este caso obtenidas a partir de las condiciones iniciales $u_{(0)} = 0$ y $\dot{u}_{(0)} = 0$ son:

$$A = \frac{(u_{st})_0}{2\xi} \quad (45)$$

$$B = \frac{(u_{st})_0}{2\sqrt{1-\xi^2}} \quad (46)$$

De donde concluimos que la ecuación diferencial para un caso de resonancia es:

$$u_t = (u_{st})_0 * \frac{1}{2\xi} * \left[e^{-\xi\omega_n t} \left(\cos(\omega_n t) + \frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \sin(\omega_n t) \right) - \cos(\omega_n t) \right] \quad (47)$$

4. RESPUESTA ESTRUCTURAL

4.1. Características de respuesta estructural

En esta sección se presentan las definiciones de los parámetros de respuesta estructural considerados más influyentes en la ingeniería sísmica. Los parámetros que se presentan son: rigidez, resistencia y ductilidad. La sobre resistencia y amortiguamiento son cantidades consecuentes a los tres parámetros iniciales.

4.1.1. Rigidez

La rigidez es la capacidad que posee una estructura y sus componentes para soportar cargas sin adquirir grandes desplazamientos o deformaciones. La rigidez en una edificación la proporcionan principalmente los mecanismos resistentes a fuerzas laterales.

4.1.1.1. Factores que influyen en la rigidez

Los factores que influyen en la rigidez son: las propiedades físicas y mecánicas del material, la sección de los elementos estructurales, las propiedades que posean los miembros estructurales, el número de elementos que llegan a un nudo y las propiedades del sistema escogido por el proyectista.

4.1.1.1.1. Propiedades de los materiales

Las propiedades de los materiales que influyen en la rigidez son: el módulo de elasticidad E y el módulo de elasticidad al cortante G . En el rango inelástico, la rigidez lateral depende del módulo E y G , no inicialmente, pero si en los valores siguientes. La rigidez del material a menudo es calculada mediante la relación del módulo de elasticidad E y el peso específico γ . Los valores de E / γ para concreto armado son de 100×10^4 m a 150×10^4 m.

4.1.1.1.2. Propiedades de la sección

Las propiedades de la sección que afectan la rigidez estructural son: el área A de la sección transversal, el momento de flexión de inercia I y el momento de torsión de inercia J . Los momentos I y J no cambian con los tipos y niveles de carga aplicadas para algunos materiales. Por el contrario, para concreto reforzado. Los momentos I y J están en función de las condiciones de carga (forma en que se aplica y tamaño) y de sus límites (deterioro del material).

La orientación de las secciones transversales influye notablemente en la rigidez de un sistema estructural. Para varias secciones rectangulares, en forma de I y forma de T, el momento de inercia en torno a los ejes principales X y Y , pueden ser muy diferentes. Los elementos estructurales de sección en forma de I o T son más rígidos si se cargan en la dirección de mayor inercia, denominado el eje fuerte. Grandes variaciones entre la rigidez lateral sobre direcciones ortogonales se debe evitar en el diseño sísmico. Las secciones con índice de I_x/I_y cerca de la unidad deben ser usadas debido a la incertidumbre inherente a la dirección del sismo.

4.1.1.1.3. Propiedades de los miembros

La resistencia al sismo la proporciona la rigidez lateral de los elementos estructurales de la edificación. Los muros de corte son mucho más rígidos que las columnas en su eje fuerte. Las propiedades geométricas (sección, altura y proporción dimensional) de los componentes estructurales influyen significativamente en el valor de la rigidez a la flexión y el esfuerzo de corte del sismo. Las deformaciones por flexión son normalmente más altas que las deformaciones de esfuerzo de corte para componentes estructurales relativamente delgados. Si la proporción dimensional h/B de la sección transversal de la columna es menor al intervalo de 3 a 4, dominara la deformación por flexión.

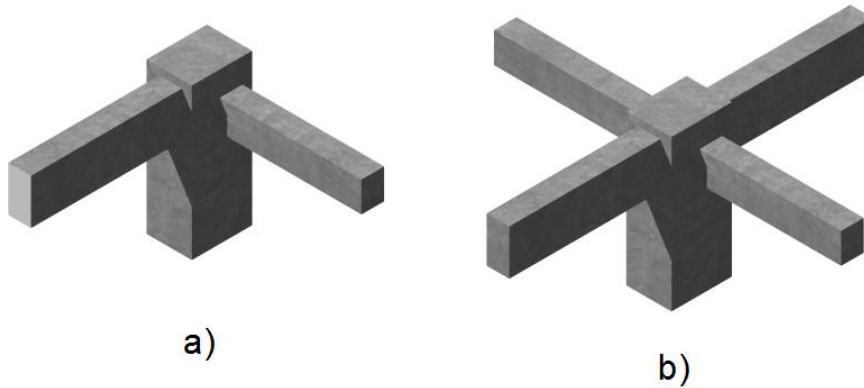
4.1.1.1.4. Propiedades de los nudos

El comportamiento de los nudos influye de forma significativa a la deformación lateral de sistemas estructurales, debido a la rotación de los nudos. En estructuras de concreto reforzado los nudos alcanzan un alto valor de rigidez a medida que en el convergen más elementos estructurales, al introducir una tubería dentro de un nudo este pierde rigidez. En la figura 16 se puede observar dos nudos, el nudo “a” es menos rígido que “b”, debido a la columna y el número de vigas que llegan a él.

La rigidez de un nudo se calcula como la sumatoria de las rigideces de los elementos que convergen en él.

$$K_{nudo} = \sum_{i=1}^n K_{elementos} \quad (48)$$

Figura 16. **Nudos de concreto armado**



Fuente: elaboración propia.

4.1.1.1.5. Propiedades del sistema

La rigidez de una estructura es una función del sistema utilizado para resistir las cargas de sismo, la distribución de la rigidez del miembro y el tipo de miembros verticales que asocian diafragmas horizontales. Por ejemplo, los marcos de concreto armado compuestos de vigas, columnas y muros de corte son más rígidos que los compuestos solo de vigas y columnas. Se debe destacar una distribución uniforme de la rigidez en planta y elevación (redundancia estructural) para evitar la localización de la respuesta sísmica. Se debe tomar en cuenta la interacción suelo-estructura para la evaluación de la rigidez general del sistema. Esta interacción reduce la rigidez de la superestructura y puede alterar la distribución de acciones sísmicas.

4.1.2. Resistencia

La resistencia es la capacidad que posee un miembro o un conjunto de miembros de soportar la acción de fuerzas. Las principales resistencias que se toman para cuantificar la resistencia de una estructura son: la resistencia axial, a la flexión y al corte.

4.1.2.1. Factores que influyen en la resistencia

Los factores que inciden en la respuesta de la resistencia de una estructura son: las propiedades de los materiales utilizados, las propiedades de la sección transversal escogida, las propiedades de los miembros y los nudos

4.1.2.1.1. Propiedades de los materiales

El uso eficiente de un material se puede evaluar por la resistencia específica, esta es la relación de la resistencia y el peso específico σ/γ . En la tabla VI se incluye el valor de elasticidad específica como parámetro de comparación. En la misma se puede observar que los materiales compuestos por fibras presentan un alto valor de resistencia específica, lo que las hace adecuadas para aplicaciones de ingeniería sísmica estructural.

Los materiales de construcción pueden ser: isotrópico, anisotrópico y ortotrópico, dependiendo donde se le aplique la carga. El acero estructural y el concreto simple se comportan como materiales isotrópicos. Los materiales laminares son por lo habitual ortotrópicos. Entre los materiales anisotrópicos se encuentran: la mampostería, madera y concreto reforzado. La resistencia de un material es influido por sus deformaciones y la velocidad con que esta sucede.

Tabla VI. **Rigidez específica y resistencia de algunos materiales utilizados en el diseño sísmico**

Resistencia	Densidad (kN/m ³)	Módulo de elasticidad (Gpa)	Esfuerzo (MPa)	Elasticidad especifica (10 ⁴ m)	Resistencia especifica (10 ² m)
Concreto					
Baja resistencia	18-20	16-24	20-40	89-120	11-20
Resistencia normal	23-24	22-40	20-55	92-167	8-22
Alta resistencia	24-40	24-50	70-1000	100-125	29-250
Mampostería					
Concreto	19-22	07-10	5-15	37-45	3-20
Ladrillo de arcilla	16-19	0.8-0.3	0.5-4	5-16	0.3-2
Materiales compuestos de fibras					
Aramida	14-16	62-83	2500-3000	443-519	1786-1875
Carbono	28-20	160-270	1400-6800	889-1350	778-3400
Vidrio	24-26	70-80	3500-4100	292-308	1458-1577
Madera	1.1-13.3	0.2-0.5 ^p	28-70 ^p	4-18 ^p	53-255 ^p
		7-12 ^o	2-10 ^o	90-636 ^o	8-18 ^o
Metales					
Leve	79	205	200-500	259	25-63
Inoxidable	80	193	180-480	241	23-60
Aluminio	27	67-73	200-60	240-270	74-133
Otras aleaciones	40-90	185	800-1000	205-462	111-200

p=paralelo a la fibra o=Perpendicular a la fibra

Fuente: DI SARNO, Luigi. Fundamentals of Earthquake Engineering. p. 76.

La pérdida de la resistencia y rigidez del concreto reforzado ocurre a medida que aumenta la tensión. Esto se denomina aminoramiento por tensión o degradación de resistencia y de rigidez. El efecto puede reducirse al proporcionarle confinamiento transversal, ya sea por medio de estribos o

espirales. Las espirales y aros confinan de forma uniforme el núcleo de concreto, haciéndolas más eficientes que los estribos rectangulares.

La pérdida de adherencia entre concreto y acero armado bajo grandes cargas alternantes reduce la resistencia y la rigidez. Para períodos cortos la deformación en estructuras de concreto armado puede ser de 5×10^{-2} /segundos.

4.1.2.1.2. Propiedades de la sección

La resistencia lateral del sistema estructural es influenciada por las propiedades de la sección. El área de la sección transversal afecta la resistencia a fuerza axial y de corte, mientras que la capacidad de resistencia a la flexión y la torsión son influidas por el momento de inercia (I) y el momento polar de inercia (J).

En secciones de concreto reforzado la resistencia aumenta con el incremento del refuerzo de acero, no obstante una sección adecuada puede mejorar el comportamiento y reducir la cantidad de refuerzo. En elementos de concreto reforzado las propiedades A , I y J están en función de del valor de las cargas a soportar. El esfuerzo de tensión para este tipo de materiales es mucho menor que su resistencia a la compresión. El valor de la resistencia a la tensión se encuentra a menudo entre el 10-15% del valor de compresión. En consecuencia, cuando se someten a una reversión de esfuerzos debido al sismo, la respuesta de los miembros de concreto reforzado en la compresión es notablemente diferente del comportamiento a tensión.

En estructuras diseñadas solamente para cargas de gravedad, los momentos de flexión en las columnas son habitualmente pequeños. Las cargas

horizontales (sismo y viento) inducen a momentos altos y esfuerzos de corte en las columnas. Debido a la orientación aleatoria de la tierra en un sismo, las estructuras resistentes a sismos son sujetas a reversiones de flexión biaxial y la variación de tensión a compresión en cargas axiales, es decir flexión alrededor de dos ejes ortogonales. La capacidad del concreto reforzado a resistir flexión biaxial es menor que la resistencia a la flexión uniaxial. La interacción entre carga axial y el momento de flexión, principalmente si es biaxial, reduce la capacidad de la sección de la columna.

4.1.2.1.3. Propiedades de los miembros

La resistencia del sistema es afectada directamente por la resistencia de cada uno de sus componentes. Generalmente las columnas poseen menor resistencia a la flexión y al corte. En columnas de concreto reforzado el confinamiento reduce la posibilidad de pandeo y aumenta la resistencia del concreto a compresión. El diseño sísmico de estructuras de concreto reforzado debería garantizar la fortaleza de los miembros en los que gobierna la flexión en vez del esfuerzo de corte o la falla del nudo o anclaje, esto se permite para la disipación de energía por flexión.

4.1.2.1.4. Propiedades de los nudos

Bajo cargas sísmicas, se genera una alta inversión de esfuerzos de corte en la conexión viga-columna y la base de la columna. Debido a la rigidez de giro que se provoca por causa del desplazamiento combinado columna-viga, se aumentan los esfuerzos de compresión y tensión en los elementos cuatro veces. Las concentraciones de esfuerzos de tensión en los nudos las puede causar un diseño geométrico complejo y la congestión de acero. La pérdida de rigidez y resistencia en los nodos genera el deterioro de rigidez y resistencia de

la estructura. Para conseguir un comportamiento adecuado de la estructura es necesario que las deformaciones se encuentren entre límites tolerables.

Las conexiones entre los diafragmas horizontales y los sistemas para resistir las fuerzas laterales influyen considerablemente en la capacidad de deformación de la estructura. La unión losa columna en concreto reforzado debe ser diseñada para resistir corte por punzonamiento.

Tabla VII. **Deflexión máxima admisible calculada**

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Cubiertas planas que no soporten ni estén ligadas a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva, L_l	$l/180^*$
Entrepisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes	Deflexión inmediata debida a la carga viva, L_l	$l/360$
Sistema de entrepiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas	$l/480^\ddagger$
Sistema de entrepiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional) [†]	$l/240^§$
*Este límite no tiene por objeto constituirse en un resguardo contra el empozamiento de aguas. Este último se debe verificar mediante cálculos de deflexiones adecuados, incluyendo las deflexiones debidas al agua estancada, y considerando los efectos a largo plazo de todas las cargas permanentes, la contraflecha, las tolerancias de construcción y la confiabilidad en las medidas tomadas para el drenaje.		
†Las deflexiones a largo plazo deben determinarse de acuerdo con la sección 9.5.2.5 o 9.5.4.3 del código ACI, pero se pueden reducir en la cantidad de deflexión calculada que ocurra antes de unir los elementos no estructurales. Esta cantidad se determina basándose en datos de ingeniería aceptables correspondiente a las características tiempo-deflexión de elementos similares a los que se están considerando.		

Continuación de tabla VII.

[†]Este límite se puede exceder si se toman medidas adecuadas para prevenir daños en elementos apoyados o unidos.

[§]Pero no mayor que la tolerancia establecida para los elementos no estructurales. Este límite se puede exceder si se proporciona una contraflecha de modo que la deflexión total menos la contraflecha no exceda dicho límite.

Fuente: ACI 318 S-08. p. 131.

4.1.2.1.5. Propiedades del sistema

La resistencia lateral integral del sistema a un sismo no es la suma de la resistencia de sus elementos y de los nodos, es un arreglo donde se aprovechan las propiedades de cada elemento. La resistencia en los elementos estructurales se ve afectado por las cargas que soporta la estructura.

Las cargas cíclicas provocan la pérdida de resistencia en los elementos estructurales y en los nodos de la estructura, afecta principalmente la resistencia axial y de corte, aminorando así la resistencia de toda la edificación. Se debe evitar la concentración de esfuerzos debido a las cargas en planta y elevación, distribuyéndolas de forma uniforme y de acuerdo a la demanda. La interacción entre elementos estructurales y no estructurales puede producir daños localizados. En estructuras de marcos de concreto armado se utilizan muros de división; estos generan fuerzas de corte en la parte superior y base de las columnas. Se debe colocar el refuerzo transversal adicional apropiado para evitar daños debido al efecto de corte del muro.

4.1.3.1. Factores que influyen en la ductilidad

La ductilidad de una edificación depende de la ductilidad del material, la capacidad de deformación plástica de la sección transversal; la ductilidad de los nudos; y la ductilidad de la estructura, que se mide por medio del desplazamiento de cada nivel de la edificación.

4.1.3.1.1. Propiedades de los materiales

La ductilidad de un material se caracteriza por deformaciones plásticas de él. La ductilidad de un sistema estructural obedece a las características de la respuesta del material. La deformación inelástica del conjunto requiere que el material posea una alta ductilidad. Los materiales frágiles (concreto y mampostería) presenta una fuerte reducción de resistencia y rigidez después de alcanzar el máximo esfuerzo de compresión. El esfuerzo de tensión es bajo, consecuentemente se presenta una pérdida abrupta de resistencia y rigidez. La ductilidad de material (μ_ε) se expresa como la relación de deformación última (ε_u) y deformación de fluencia (ε_y).

$$\mu_\varepsilon = \varepsilon_u / \varepsilon_y \quad (49)$$

La ductilidad a tensión en materiales frágiles es igual a la unidad, mientras que a compresión se encuentra de 1,5 a 2,0. En concreto entre mayor sea la resistencia a compresión, menor será la capacidad de deformación inelástica. El acero al carbono (acero de construcción) posee valores promedios de ductilidad de material de 15 a 20 si las deformaciones finales ε_μ se limitan al inicio de endurecimiento por deformación. En concreto simple el acero es utilizado para aumentar la ductilidad. Al confinar el concreto reforzado este presenta una deformación inelástica 5-15 veces mayor al del concreto simple. El esfuerzo

máximo de resistencia a compresión es aproximadamente 0,3-0,4% para casi todos los tipos de concreto, mientras que el concreto no confinado presta una ductilidad limitada.

Los sismos producen cargas alternantes, la relación carga-deformación genera una curva de histéresis. La rigidez y la degradación de la resistencia influyen en la respuesta cíclica inelástica del material. La degradación de la rigidez reduce la capacidad de disipación de energía del material. La cantidad de energía absorbida en un ciclo de deformación corresponde al área total bajo la curva de ese ciclo. La energía disipada en un ciclo de deformación se conoce como energía de histéresis o histéresis de amortiguación. Esta absorción de energía de histéresis a menudo se sustituye por el amortiguamiento equivalente en las formulaciones analíticas.

Para disipar gran cantidad de energía se necesita de gran ductilidad. Los materiales convencionales absorben grandes cantidades de energía por medio de deformaciones irreversibles, provocando daños severos a las estructuras.

4.1.3.1.2. Propiedades de la sección

Las deformaciones plásticas de las secciones transversales de los elementos estructurales sometidos a momentos de flexión se mide generalmente por la ductilidad de curvatura (μ_χ), que se define como:

$$\mu_\chi = \frac{\chi_u}{\chi_y} \quad (50)$$

Donde:

χ_u = Curvatura última

χ_y = Curvatura de fluencia.

En las estructuras de concreto reforzado, la ductilidad de curvatura depende varios elementos, estos son descritos en la tabla VIII.

El uso elevado de acero de alta resistencia aumenta la curvatura de fluencia, mientras tanto los valores de curvatura última no cambien. Este tipo de acero reduce la ductilidad de curvatura. Al contrario, un aumento en el valor de f_u/f_y del acero de refuerzo, aumentara la ductilidad de curvatura.

Tabla VIII. **Elementos que interviene en la ductilidad de curvatura**

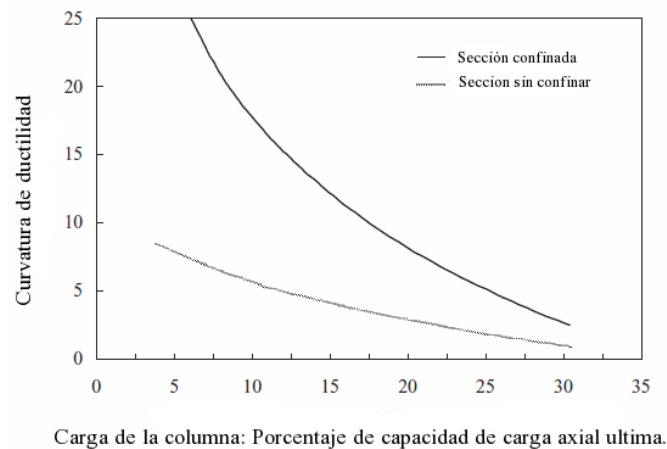
Factor	Descripción
ϵ_{cu}	La última deformación de concreto simple a compresión
$f'c$	Resistencia a compresión del concreto
f_y	Resistencia de fluencia del acero de refuerzo
f_u/f_y	Relación de esfuerzos del refuerzo
$A's/A_s$	Relación de tensión y compresión del refuerzo
$\nu = N/(A_c * f'c)$	Nivel de carga axial

Fuente: elaboración propia con base en Fundamentals of Earthquake Engineering. p. 90.

Agregar acero de refuerzo en compresión es beneficioso para la respuesta dúctil de las secciones transversales de concreto armado. La presencia de compresión axial incrementa la profundidad del eje neutro, al a vez la fluencia y los estados de limite último. La fluencia de curvatura aumenta cuando la curvatura última decrece. Consiguientemente la ductilidad de curvatura es baja. Un aumento en la carga axial normalizada ν del 10% al 30% de la carga de aplastamiento conduce a una reducción de la curvatura de ductilidad en uno a tres.

El nivel de carga axial ν en columnas de concreto armado en marcos estructurales no debe exceder los valores de 0,15 a 0,20, para lograr la ductilidad de curvatura adecuada. El confinamiento trasversal es una contramedida efectiva para la disminución de la ductilidad causadas por carga axial, esta información es basada en pruebas de laboratorio.

Figura 18. **Variación en la curvatura de ductilidad en función del nivel de carga axial y el confinamiento transversal**



Fuente: DI SARNO, Luigi. Fundamentals of Earthquake Engineering. p. 90.

Tabla IX. **Variación de la ductilidad de curvatura en elementos de hormigón armado en función de distintos parámetros de diseño**

Parámetros	Ductilidad de curvatura	
	Incremento	Decremento
La última deformación de concreto simple a compresión (ϵ_{cu})	↑	↓
Resistencia a compresión del concreto ($f'c$)	↑	↓
Límite de fluencia del acero de refuerzo (f_y)	↓	↑
Relación de esfuerzos del refuerzo (f_u/f_y)	↑	↓
Relación de tensión y compresión del refuerzo ($A's/A_s$)	↑	↓
Nivel de carga axial ($\nu = N/(A_c * f_c)$)	↓	↑

Fuente: DI SARNO, Luigi. Fundamentals of Earthquake Engineering. p. 91.

Para los miembros de concreto reforzado, análisis numéricos y experimentales han demostrado que la posición del eje neutro, expresada en forma adimensional, no debe exceder de 0,25. Este valor garantiza que se puedan alcanzar valores de ductilidad de curvatura de 10 a 15.

4.1.3.1.3. Propiedades de los miembros

Para medir el comportamiento dúctil en los elementos estructurales, una forma apropiada es el factor de rotación (μ_θ). Este factor cuantifica la rotación plástica que se puede llevar a cabo en los elementos estructurales. Este tipo de ductilidad se utiliza con frecuencia para las uniones (nodos) entre los elementos de la edificación. Los nudos, el tamaño de la rotación de los elementos depende de la magnitud de la rigidez al giro. Y esta a su vez es la rigidez al giro de la columna más la de la viga.

El factor de ductilidad rotacional está dado por:

$$\mu_{\theta} = \frac{\theta_u}{\theta_y} \quad (51)$$

Donde:

θ_u = es la rotación última, esta rotación es directamente estimada desde la curvatura última χ_u .

θ_y = es la rotación de fluencia, esta rotación es directamente estimada desde la curvatura de fluencia χ_y .

Las rotaciones se calculan mediante la integración de las distribuciones de curvatura última y de fluencia a lo largo de la longitud de los miembros.

Se concentra inelasticidad en la flexión de articulaciones plásticas en los extremos de las vigas y columnas. Con frecuencia se asume que la curvatura en las articulaciones plásticas es constante, de esta manera la rotación plástica θ_p esta expresada de la siguiente forma:

$$\theta_p = \chi_p * L_p \quad (52)$$

Donde

χ_p = curvatura plástica

L_p = longitud de la articulación plástica.

Las articulaciones plásticas deben estar ubicadas en las vigas y no en las columnas, debido a que las columnas son las encargadas de resistir y transmitir las cargas verticales. Las columnas y vigas deben poseer una resistencia mayor al corte que a flexión, para evitar fallas por corte frágil. Para asegura una

apropiada ductilidad rotacional en la flexión de las articulaciones plásticas, es necesario especificar detenidamente regiones críticas, para proporcionar confinamiento adecuado.

4.1.3.1.4. Propiedades de los nudos

El nudo es crítico ante los requerimientos de carga horizontal y vertical, por lo que su capacidad de giro determina de buena manera la estabilidad de la estructura. El comportamiento dúctil de los nudos de los marcos de concreto armado está en función de varios parámetros, entre ellos se encuentran:

- a. Dimensiones del conjunto
- b. Cuantía de acero de refuerzo
- c. Resistencia de adherencia
- d. Nivel de carga axial en columnas
- e. Presencia de losa y vigas transversales en los nudos de los marcos.

Todos los parámetros siendo iguales, mediante el incremento de las dimensiones del nudo se generan una reducción del esfuerzo de corte. La ventaja del aumento de la profundidad de las columnas es el doble. Los esfuerzos de corte son considerablemente reducidos y las demandas de adherencia para el refuerzo longitudinal en vigas, que atraviesan el nudo son reducidas. Ambos efectos previenen fallas frágiles en las uniones de las vigas y columnas, es decir, pérdida de adherencia a lo largo del límite del nudo, la incapacidad de resistir alta tensión causada por la adherencia y la incapacidad para resistir puntal de compresión diagonal en el núcleo del nudo.

La falla frágil debido a baja capacidad de resistencia a corte se puede prevenir al confinar adecuadamente con estribos cerrados los nudos. De esta

forma la resistencia al corte y la adherencia son mejoradas. La ocurrencia de fallas por adherencia pone en peligro el comportamiento dúctil de la edificación y debe ser evitado en el diseño de nudos.

La presencia de losas puede desgastar la ductilidad de la conexión de vigas y columnas, debido a la demanda de los esfuerzos de corte adicional por el momento de subida de la viga. El efecto de la carga axial de la columna es la reducción del desplazamiento lateral total, lo que beneficia la respuesta dúctil. Pero la tensión vertical aumenta en el nudo, esto contribuye en el efecto de puntal de compresión, disminuyendo la resistencia al corte. El efecto neto del aumento de carga axial de la columna, es el deterioro de la ductilidad del nodo. Las vigas que atraviesan transversalmente el nudo mejoran la resistencia al corte y proveen confinamiento, lo que mejora la ductilidad.

4.1.3.1.5. Propiedades del sistema

La forma más conveniente de medir la ductilidad general de una estructura bajo cargas horizontales de sismo son el desplazamiento o factor de ductilidad de desplazamiento (μ_δ), que se define como:

$$\mu_\delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (53)$$

Donde:

Δ_u = desplazamiento último

Δ_y = desplazamiento de fluencia

El factor de ductilidad de desplazamiento debería expresarse como la ductilidad de deriva del piso en lugar del desplazamiento lateral del techo. La ductilidad de traslación de piso es una medida de la distribución de la ductilidad

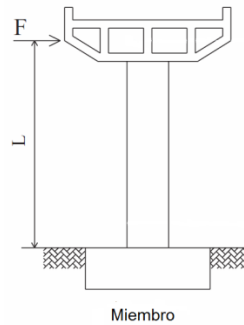
a lo largo de la altura en marcos de varios niveles y puede ser utilizada para detectar demandas inelásticas en estructuras irregulares.

La ductilidad del sistema estructural depende significativamente de la ductilidad local disponible. Grandes cantidades de disipación de energía y deformaciones inelásticas requieren altos valores de ductilidad local. El adecuado comportamiento inelástico de las estructuras durante sismos, únicamente se puede lograr si los factores de ductilidad de curvatura χ_y son mucho más elevados que los de ductilidad de desplazamiento μ_δ . Por tanto, es necesario que el diseño de concreto reforzado garanticen que los valores de μ_χ sean de tres a cuatro veces mayores que μ_δ . Las relaciones entre la curvatura y la ductilidad de desplazamiento pueden ser calculados sobre la base de la resistencia de materiales.

Al construir marcos estructurales que posean vigas dúctiles y columnas rígidas, se provee de ductilidad al sistema, debido que al moverse el marco estructural por la acción de un sismo las vigas se deformaran de tal forma que permitirán a las columnas desplazarse; por el contrario si el concepto se aplicara de forma inversa la poca deformación de las vigas ocasionaría que las columnas sean las que sufren deformaciones, provocando que estas colapsen.

Las deformaciones por cortante del miembro, la flexibilidad de nodos y la interacción suelo-estructura aumenta el desplazamiento de fluencia (δ_y). Inversamente, los desplazamientos plásticos (δ_p) permanecen sin cambios, debido a que son causados únicamente por la rotación plástica de los miembros en cantiléver. Como resultado, el factor de ductilidad de desplazamiento μ_δ se reduce. Para aumentar μ_δ , son requeridos altos valores de curvatura dúctil.

Figura 19. **Sistema en cantiléver**



Fuente: DI SARNO, Luigi. Fundamentals of Earthquake Engineering. p. 95.

En edificios de marcos de varios niveles, el desplazamiento lateral plástico δ_p , son con frecuencia superiores a los estimados en sistemas en cantiléver. El desplazamiento δ_p incluye la contribución de diferentes fuentes de deformaciones, como la flexión y la flexibilidad al esfuerzo de corte en ambas vigas y columnas, flexibilidad en los nodos, flexibilidad horizontal y rotacional del sistema de cimentación. Los desplazamientos inelásticos de marcos dúctiles son a menudo mayores en pisos inferiores, donde los efectos P- Δ son también significativos.

El desplazamiento inelástico de piso están correlacionadas con la rotación de articulación plástica θ_p , de manera similar, el desplazamiento plástico δ_p del techo están relacionados con θ_p a través de los siguientes:

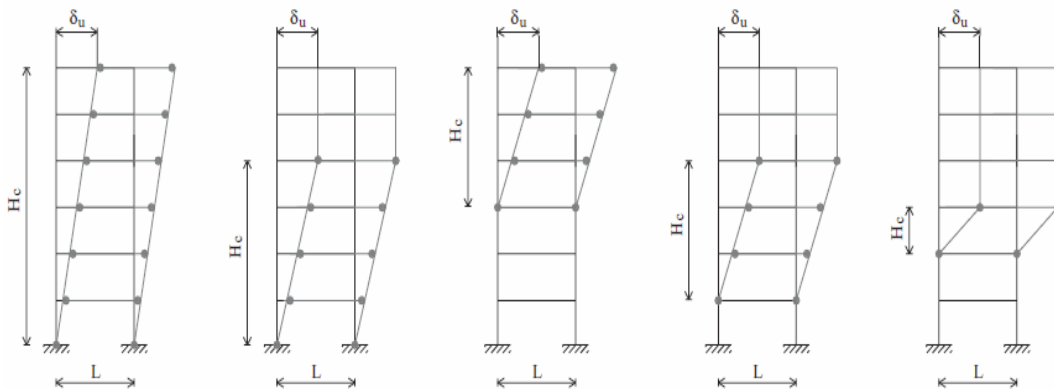
$$\delta_p = \delta_u - \delta_y = \theta_p * H_c \quad (54)$$

Donde H_c es la suma entre la altura de piso a piso involucrado en el mecanismo de colapso como se observa en la figura 20. Los mecanismos globales con nodos plásticos en la base de las columnas y en vigas, se

prefieren debido a la capacidad de disipación de energía. Consecuentemente, para garantizar la disipación de energía adecuada y evitar la inestabilidad dinámica del sistema en su conjunto, los nudos plásticos en la base debieran poseer la ductilidad de rotación alta. Los miembros con proporciones grandes de esbeltez deberían ser evitados y el nivel de carga axial no debe superar de un 25% a 30% de la resistencia plástica de las columnas. Las acciones de alta compresión axial ponen en peligro la capacidad de deformación elástica de los elementos estructurales.

Además, las variaciones de la carga axial en las columnas, debido a momentos de volteo y los modos de vibración vertical aumentan la inestabilidad local y total de la edificación. La ductilidad global de las estructuras también se correlaciona con la capacidad de los sistemas a resistir fuerzas laterales.

Figura 20. **Edificación de varios niveles**



Fuente: DI SARNO, Luigi. Fundamentals of Earthquake Engineering. p. 96.

4.1.4. Sobre resistencia

Se denomina sobre resistencia al parámetro utilizado para cuantificar la diferencia entre la resistencia requerida y la resistencia real de un material, componente o sistema estructural. La sobre resistencia se expresa generalmente como:

$$\Omega_d = \frac{V_y}{V_d} \quad (55)$$

Donde:

Ω_d = Factor de sobre resistencia

V_y = Fuerza lateral activa

V_d = fuerza lateral de diseño

Elnashai y Mwafy sugieren una medida adicional para la construcción de estructuras. Esta medida relaciona la fuerza lateral activa (V_y) y la fuerza lateral elástica del sistema (V_e). La medida propuesta Ω_i se expresa como:

$$\Omega_i = \frac{V_y}{V_e} \quad (56)$$

El factor Ω_i se denomina sobre resistencia inherente. La sobre resistencia inherente Ω_i refleja la fuerza de reserva y el comportamiento esperado de la estructura en el terremoto de diseño. En el caso de $\Omega_i \geq 1,0$, la respuesta global será casi elástica bajo el sismo de diseño, lo que refleja la sobre resistencia de la estructura. Si $\Omega_i < 1$, la diferencia entre el valor de Ω_i y la unidad es una indicación de la relación de las fuerzas que se imponen a la estructura del post - rango elástico. Estructuras con $\Omega_i \geq 1,0$ deben ser tratadas con cuidado ya que pueden ser susceptibles a rediseño, para lograr una economía sustancial, sin poner en peligro la seguridad.

Las fuentes más comunes de sobre-resistencia son:

- Diferencia entre la resistencia real y de diseño del material, incluyendo el endurecimiento por deformación.
- Efecto de confinamiento en concreto reforzado, mampostería y elementos mixtos.
- Refuerzo mínimo y tamaños de miembros superiores a los requeridos por el diseño.
- Conservadurismo de los métodos de diseño.
- Efecto de los elementos estructurales que no se consideraron en la predicción de cargas laterales.
- La carga factorizada y múltiples casos de carga adoptados en el diseño sísmico, incluyendo la torsión accidental.
- De servicio dispuesto en el estado límite;
- Redundancia estructural
- Participación de elementos no estructurales en la respuesta al terremoto de la estructura.

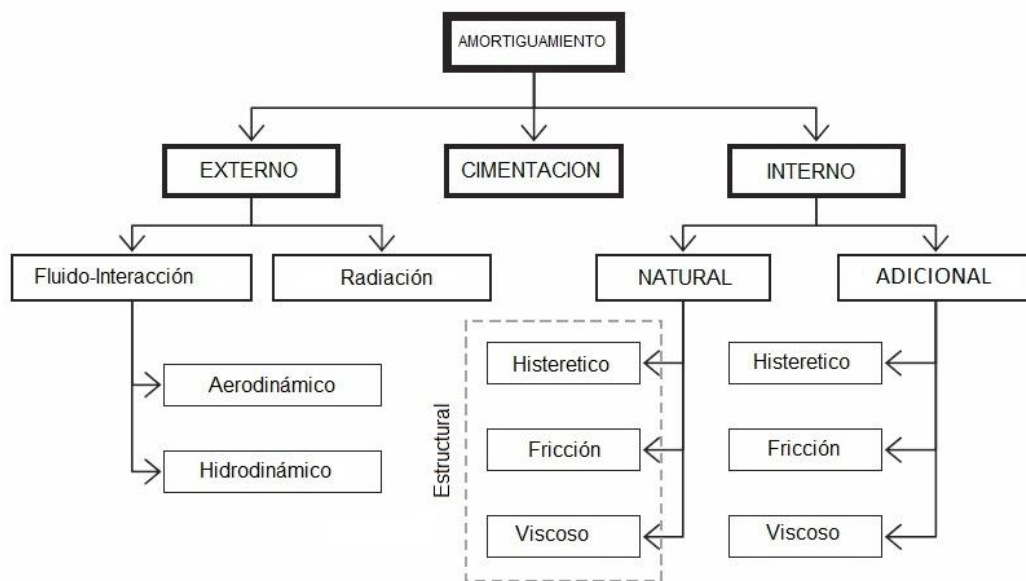
4.1.5. Amortiguamiento

La amortiguación se utiliza para caracterizar la habilidad de una estructura para disipar energía durante la respuesta dinámica. La amortiguación no se relaciona con un proceso físico único, sino más bien para un número de procesos posible. Los valores de amortiguamiento dependerán de varios factores, entre estos se encuentran el material de construcción, la amplitud de vibración, períodos fundamentales de vibración, tipo de suelo y configuración estructural.

La energía sísmica transferida a la estructura se puede disipar a través de distintos mecanismos de amortiguamiento. Las fuentes primarias de amortiguamiento son:

- Amortiguación estructural: debido a la disipación de energía en materiales de construcción, componentes estructurales y sus conexiones.
- Amortiguación adicional: debido a la disipación de energía de los dispositivos que se agregan a los sistemas estructurales para aumentar su amortiguación.
- Amortiguación de la cimentación: debido a la transferencia de energía de vibración de la estructura al suelo, a través de los cimientos;
- Amortiguación de radiación: debido a la radiación de las ondas sísmicas lejos de cimientos.

Figura 21. **Fuentes de amortiguamiento en los sistemas estructurales**



Fuente: DI SARNO, Luigi. Fundamentals of Earthquake Engineering. p. 106.

“La amortiguación externa puede ser aerodinámica e hidrodinámica causada por la interacción entre la estructura y el aire circundante y el agua, respectivamente. Las deformaciones inelásticas de la tierra en las proximidades de las cimentaciones, causada por la histéresis del suelo, y la propagación de ondas sísmicas o la radiación son el resultado de dos mecanismos de amortiguación fundamentalmente diferentes relacionados con los suelos. La interacción suelo-estructura puede favorecer significativamente a la absorción de energía global, esto dependerá del tipo de suelo y la tipología de la estructura. En el caso que el suelo sea infinitamente rígido (cimentado en roca), la amortiguación de la cimentación puede ser descuidada.”²

El amortiguamiento suplementario o adicional es proporcionado por dispositivos o mecanismos añadidos a la estructura para mejorar la capacidad de amortiguación. Los dispositivos pueden proporcionar amortiguación histerética, fricción y viscosa. La utilización de este tipo de amortiguación debe tener un costo-benéfico alto.

La amortiguación estructural es una medida de disipación de energía en un sistema de vibración que se traduce en llevar la estructura de nuevo a un estado de reposo. Se asocia con la absorción de la energía sísmica en componentes estructurales. También representa la viscosidad del material y la fricción en las conexiones y soportes.

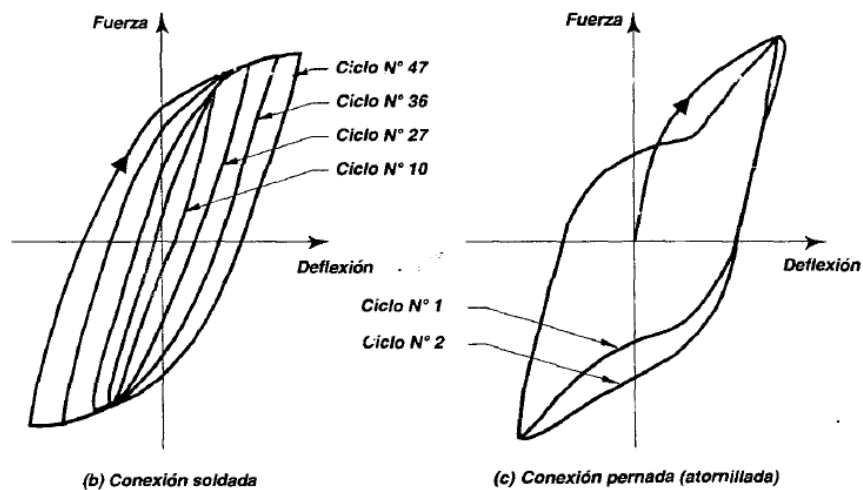
“En los componentes estructurales, la energía entregada por los terremotos se disipa principalmente a través de amortiguación histerética, se caracteriza por la acción – lazos de deformación. Estos ciclos expresan la acción-deformación relacionada con: los materiales, secciones, los miembros, las conexiones o los sistemas bajo cargas alternadas. Para la amortiguación de

² DI SARNO, Luigi. Fundamentals of Earthquake Engineering. p. 106

histéresis, la disipación varía con el nivel de desplazamiento, pero es constante con la velocidad. La cantidad y los mecanismos de amortiguamiento de material histérico varían significativamente dependiendo de si el material es frágil, como el hormigón y la mampostería, o dúctil como, metales.”³

La disipación de energía en el concreto reforzado se desarrolla con la aparición de grietas que se abre y se cierran, pero el resto del material se mantiene unido debido al acero. Debido a la complejidad del amortiguamiento histérico, es representado en el análisis dinámico como un amortiguamiento viscoso equivalente.

Figura 22. **Respuesta histérica de vigas de acero estructural en voladizo**



Fuente: PAZ, Mario. Dinámica estructural teoría y práctica. p.138.

³ Di Sarno, Luigi. Fundamentals of Earthquake Engineering. p. 107

Tabla X. **Amortiguación histerética para diferentes materiales de construcción**

Material	Amortiguamiento ξ_m (%)
Concreto reforzado	
Amplitudes pequeñas (Agrietamientos)	0,7 – 1,0
Amplitudes medias (Completamente agrietados)	1,0 – 4,0
Amplitudes Altas (Completamente agrietados), pero sin fluencia del refuerzo.	5,0 – 8,0
Concreto pre esforzado (Agrietado)	0,4 – 0,7
Concreto parcialmente esforzado (ligeramente agrietado)	0,8 – 1,2
Compuesto	0,2 – 0,3
Acero	0,1 – 0,2

Fuente: DI SARNO, Luigi. Fundamentals of Earthquake Engineering. p. 107.

El amortiguamiento de Coulomb (Fricción) es el resultado de la interacción entre los elementos estructurales y sus uniones, y entre componentes estructurales y no estructurales. Los valores de éste dependen significativamente del material y el tipo de construcción. En concreto reforzado este tipo de amortiguamiento no es confiable debido a la degradación de la rigidez y la inversión de cargas cíclicas.

Tabla XI. **Amortiguamiento estructural para diferentes Sistemas estructurales**

Tipo de Sistema Estructural	Amortiguamiento estructural (%)		
	Mínimo	Máximo	Medio
Edificios	0,5	5	2,75
Torres de acero, construcción sin revestimiento, soldadura	0,4	0,7	0,55
Torres de acero, construcción sin revestimiento, con pernos	0,6	1	0,8
Torre de acero, soldada sin revestimiento, elevado en la estructura de soporte de acero	0,3	0,5	0,4
Torre de hormigón	0,5	1,2	0,85
Torre de hormigón, con divisiones internas	0,1	2,5	1,3
Puentes de acero	0,3	1	0,65
Puentes de concreto reforzado	0,5	2	1,25
Puentes de hormigón pretensado	0,3	1	0,65

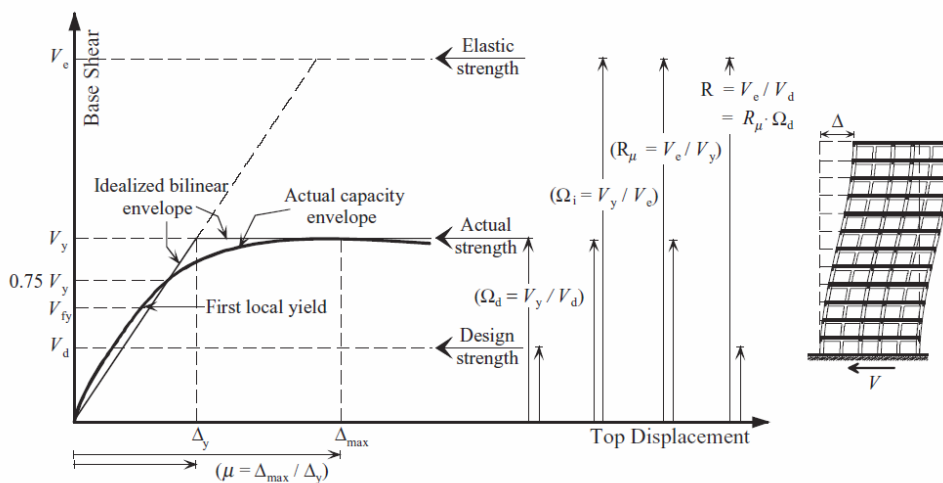
Fuente: DI SARNO, Luigi. Fundamentals of Earthquake Engineering. p. 107.

4.1.6. Relación entre fuerza, sobre resistencia y ductilidad

La carga sísmica suele encontrarse en el rango de 30% a 40% del peso de la estructura en forma horizontal. El diseño sísmico, por necesidad, utiliza los conceptos de daño controlado y la prevención del colapso. Ciertamente, los edificios son usualmente diseñados para 15% - 20% solo de la fuerza elástica del terremoto.

En la figura 23, donde la respuesta elástica e inelástica es bosquejada, el concepto de igual energía (*equal energy*) es utilizado para reducir la fuerza de diseño de V_e a V_d . Por lo tanto, el daño es inevitable en la respuesta sísmica y el diseño. Es el tipo, localización y extensión del daño que es el destino de los procesos de diseño y detalle en ingeniería sísmica. La razón entre los esfuerzos de corte sísmico elástico V_e y de diseño V_d , es definida como factor de reducción de fuerza R :

Figura 23. Relación entre fuerza, sobre resistencia y ductilidad



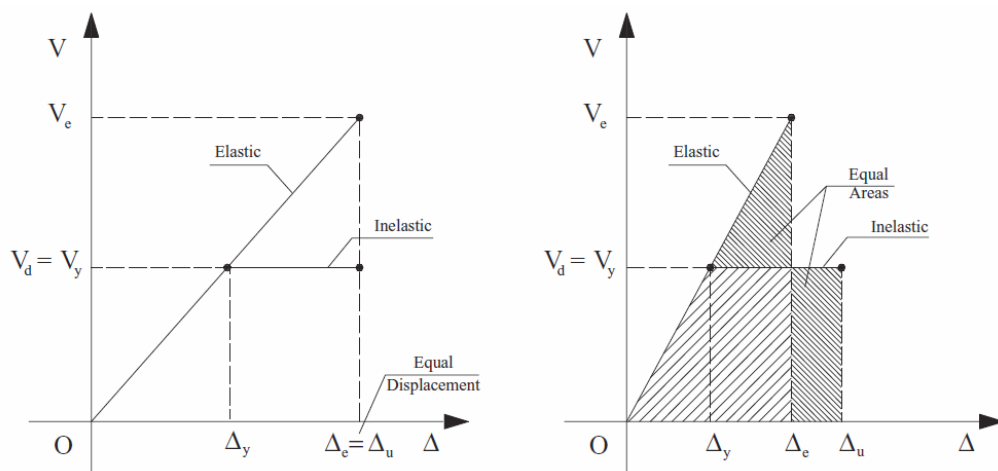
Fuente: DI SARNO, Luigi. Fundamentals of Earthquake Engineering. p. 102.

En la figura 24 se observa el gráfico corte basal contra desplazamiento, se observa las relaciones inelásticas a un único punto. Con período largo del lado izquierdo y período intermedio del lado derecho.

$$R = \frac{V_e}{V_d} \quad (57)$$

Los valores de R corresponden a los factores de reducción de fuerza de suministro. Ellos expresan capacidad de disipación y absorción de energía del sistema estructural.

Figura 24. Corte basal-desplazamiento lateral



Fuente: DI SARNO, Luigi. Fundamentals of Earthquake Engineering. p. 102.

El factor suministro de reducción de fuerzas está relacionado con la resistencia, sobrerresistencia, ductilidad y amortiguamiento de la estructura. La relación del factor R y el amortiguamiento no son claros. Por consecuencia los factores de reducción de la fuerza se expresan en función de la resistencia del sistema, sobrerresistencia (Ω_i) y el factor de ductilidad de desplazamiento (μ_δ).

Una serie de análisis de sistemas SDOF (grado de libertad simple por sus siglas en inglés) con diferentes niveles de rendimiento se realizaron y se agruparon los resultados en períodos (Newmark y Hall, 1969):

- Cortos (Ej. $0,5 < T$ segundos)

- Intermedios (Ej. $0.5 < T < 1,0$ segundos)
- Largos (Ej. $T \geq 1,0$ segundos)

Para un período largo en las estructuras, está claro que el desplazamiento máximo del sistema inelástico es casi constante, independientemente del valor de la fuerza de fluencia (ignorando los muy bajos niveles de V_y , que son poco prácticos). Por lo tanto, un criterio basado en desplazamientos iguales puede ser utilizado para conectar los dos sistemas.

Al relacionar la los desplazamientos se puede obtener como resultado la siguiente ecuación para el valor del factor R:

$$R = \frac{V_e}{V_y} \Omega_d \quad (58)$$

5. COLUMNAS

5.1. Definición

Las columnas son elementos estructurales verticales lo bastante delgados en relación a su longitud, que soportan apropiadamente esfuerzos de compresión. Cuando se cargan gradualmente estos elementos se rompen por flexión lateral a una carga menor a la requerida para romperla por aplastamiento.

La columna ideal es un elemento homogéneo, de sección recta constante, inicialmente perpendicular al eje. Sin embargo las columnas tienden a tener pequeños defectos en su fabricación y efectos de excentricidad. Si la excentricidad es pequeña y el elemento es corto la flexión es despreciable en comparación al esfuerzo de compresión directo; a medida que la altura del elemento incrementa la flexión se convierte considerable.

Dentro de una estructura las columnas soportan y transmiten las cargas de nivel en nivel hasta llegar a la cimentación. Debido a la aplicación de las cargas en la estructura es casi imposible que esta no se someta a momentos flectores. Además son las que, si no aportan la rigidez total de una estructura si una parte considerable.

5.2. Clasificación de columnas de concreto

Las columnas de concreto reforzado se pueden clasificar por su altura en relación a la sección transversal o por su forma. Esta sección se interesa en la

primera clasificación, y pueden ser: pedestales, columnas cortas y columnas largas o esbeltas.

5.2.1. Pedestales cortos a compresión

Si la altura del elemento sometido a compresión es tres veces menor a su dimensión lateral más pequeña o el promedio. Según los requisitos del reglamento para concreto estructural y comentario (ACI, por sus siglas en inglés), un pedestal se puede diseñar como un elemento de concreto simple (sección 22.8.3) cuando la carga axial mayor máxima P_u aplicada no exceda la resistencia al aplastamiento $\phi 0,85 f'_c A_1$, donde ϕ posee un valor igual a 0,60. Si el resultado es contrario a lo indicado se deberá aumentar la sección o diseñar como una columna reforzada.

5.2.2. Columnas cortas de concreto reforzadas

Una columna corta es un miembro robusto con poca flexión, su relación del lado menor de sección transversal es aproximadamente un 10% de su luz libre. La columna corta de concreto armado falla primero por su material. La carga que resiste se encuentra en función de las dimensiones, la geometría de su sección transversal y la resistencia de los materiales que la conforman.

5.2.3. Columnas largas o esbeltas de concreto reforzadas

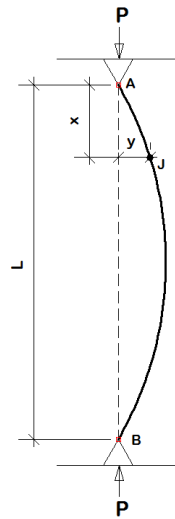
Una columna larga o esbelta falla por flexión debido a que la altura de ésta genera un momento flector adicional o secundario. En éstas los momentos son de tal magnitud que reducen de forma considerada la capacidad de resistencia a carga axial. La deformación por flexión es proporcional al aumento de la relación de esbeltez. El código ACI en su sección 10.10.5.1 permite diseñar las

columnas esbeltas como columnas cortas si los momentos por esbeltez no reducen su resistencia en más de un 5%.

5.3. Ecuación de Euler para columnas esbeltas o largas

La ecuación de Euler busca hallar el valor de carga P para el que la columna en estudio deja de ser estable, está recibe el nombre de carga crítica (P_{cr}). Cuando $P > P_{cr}$ a la menor falta de perturbación inducirá a que se doble.

Figura 25. **Columna flexionada**



Fuente: elaboración propia.

Tomando la columna como una viga colocada en forma vertical a la que se le aplica una carga axial, se le puede aplicar la ecuación diferencial de la curva elástica.

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M}{EI} \quad (59)$$

Se coloca el eje x de forma vertical y el eje y de forma horizontal. Al analizar un punto J en la columna se puede localizar un momento igual a $P(-y)$.

Al sustituirla en la ecuación 59, y despejar el momento e igualar a cero se obtiene:

$$EI \frac{d^2y}{dx^2} + Py = 0 \quad (60)$$

Se puede observar que la ecuación diferencial es similar a la ecuación 21.

$$m \frac{d^2u}{dt^2} + Ku = 0 \quad (61)$$

En la que u es el movimiento horizontal, la resolución de esta ecuación es:

$$u(t) = C_2 \cos\left(t * \sqrt{\frac{K}{m}}\right) + C_1 \sin\left(t * \sqrt{\frac{K}{m}}\right) \quad (62)$$

Por analogía se obtiene la solución a la ecuación:

$$y(x) = C_2 \cos\left(x * \sqrt{\frac{P}{EI}}\right) + C_1 \sin\left(x * \sqrt{\frac{P}{EI}}\right) \quad (63)$$

Tomando como punto de partida la ecuación diferencial de la curva elástica, los valores C_1 y C_2 se determinan por sus condiciones de frontera o precisamente las condiciones de apoyo impuestos en sus apoyos.

Cuando $x = 0$ y $y = 0$, el valor de $C_2 = 0$; al otro extremo $x = L$ y $y = 0$, donde se obtiene:

$$0 = C_1 \sin\left(x * \sqrt{\frac{P}{EI}}\right) \quad (64)$$

Esta ecuación se satisface para $C_1 = 0$ o si $\sin(L\sqrt{P/EI}) = 0$. En el primer caso no existe flexión en la columna. Si se satisface el segundo, $L\sqrt{P/EI} = n\pi$, de donde se obtiene:

$$P = n^2 \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (65)$$

La carga crítica de pandeo para una columna doblemente articulada está dada por:

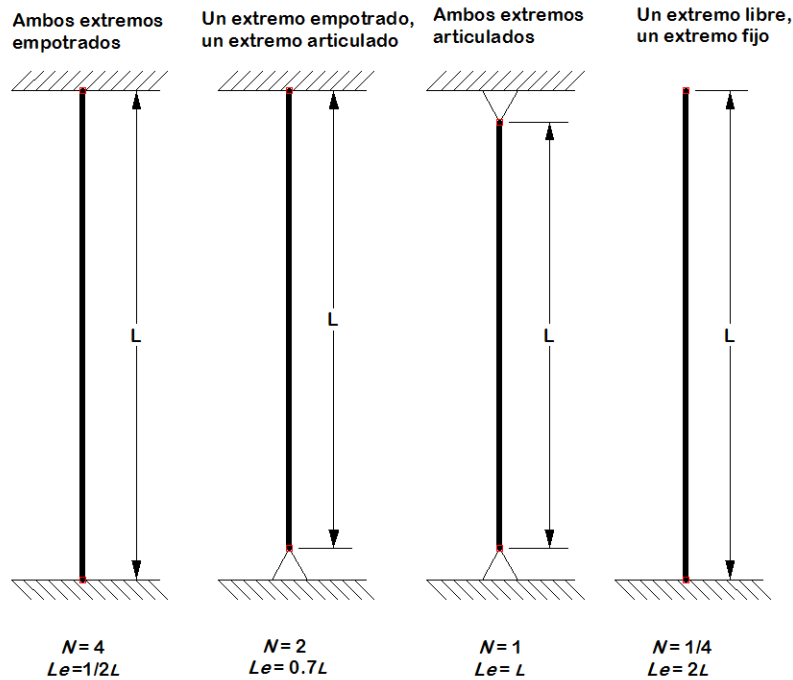
$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (66)$$

La carga crítica pandeo (P_{cr}) que ha de resistir una columna dependerá del tipo de sujeción que se le provea en sus extremos, está se puede encontrar multiplicando la ecuación de una columna doblemente articulada (ver ecuación 66) por un factor N (ver ecuación 67a) o substituyendo la longitud L por una Longitud efectiva L_e (ver ecuación 67b), los valores de N y L_e se obtienen de la figura 26.

$$P_{cr} = N \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (67a)$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_e^2} \quad (67b)$$

Figura 26. Condiciones de sujeción



Fuente: elaboración propia.

5.4. Límite en falla por pandeo

Una columna tiende a pandearse siempre en dirección en la que es más flexible. Como la resistencia a la flexión varía acorde al momento de inercia, el valor de I corresponde al menor momento de inercia de la sección transversal.

$$I = Ar^2 \quad (68)$$

Para que la fórmula de Euler sea aplicable, el esfuerzo que se produce en el pandeo no debe de exceder el límite de proporcionalidad. El esfuerzo correspondiente a la carga de pandeo se obtiene al dividir la P_{cr} entre el área transversal. Este se denomina esfuerzo crítico σ_{cr} .

$$\sigma_{cr} = \frac{P_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 EA r^2}{AL^2} \quad (69)$$

Simplificando la ecuación 69 se obtiene:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2} \quad (70)$$

En la ecuación 70 se observa la relación L/r llamada esbeltez mecánica de la columna, también se observa que el esfuerzo crítico es directamente proporcional al módulo de elasticidad del material e inversamente proporcional al cuadrado de la esbeltez mecánica.

La esbeltez mínima, que fija el límite inferior de aplicación de la ecuación de Euler, se obtiene a través de la sustitución en la ecuación de esfuerzo crítico los valores del límite de proporcionalidad y módulo de elasticidad del material de estudio.

Ej.

Se tiene un acero A36 con un módulo de elasticidad de 200 GPa y se supone un límite de proporcionalidad de 250 MPa.

$$(L/r)^2 = \frac{\pi^2 * 200 * 10^9}{250 * 10^6} \quad (71)$$

Se obtiene el valor mínimo de esbeltez L/r igual a 89.

5.5. Centroides plásticos y radio de giro

En el diseño de columnas de concreto reforzado existen dos términos que se deben tener en cuenta, estos son el centroide plástico y el radio de giro. En ambos la sección transversal del elemento juega un papel importante.

5.5.1. Centroides plásticos

“El centroide plástico es el punto donde debe pasar la carga P , para que se distribuya uniformemente sobre toda la superficie y así falle simultáneamente en compresión el concreto y su refuerzo. Para localizar el centroide plástico se supone que todo el concreto está trabajando a un esfuerzo de compresión de $0.85f'_c$ y todo el acero a f_y en compresión.”⁴ Si la sección trasversal del elemento es simétrica, el centroide plástico se posicionara en el centroide geométrico.

5.5.2. Radio de giro

El radio de giro r es el valor medio cuadrático de distancia de los puntos de la sección respecto a un eje que pasa por el centro de la misma. Describe la forma en la cual el área transversal se distribuye alrededor de su eje centroidal. El valor r se obtiene a través del despeje del momento de inercia de un área.

La ecuación general del radio de giro es:

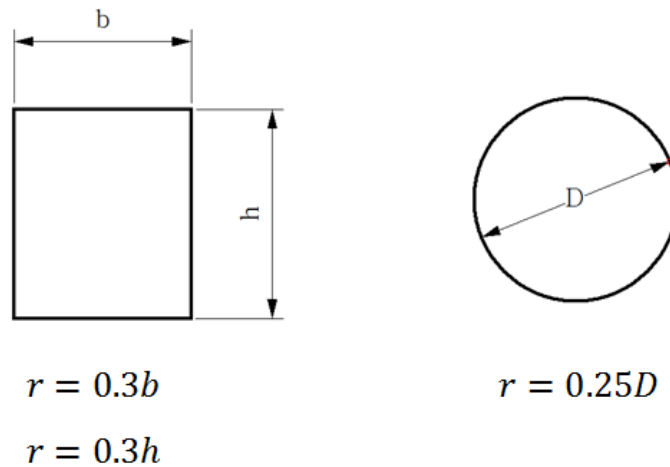
$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (72)$$

⁴ McCORMAC, Jack C. Diseño de concreto reforzado. p. 316.

Donde r corresponde al radio de giro, I al momento de inercia del área de estudio y A es el área de estudio.

El radio de giro correspondiente a elementos con secciones circulares y rectangulares se muestra en la figura 27.

Figura 27. **Secciones regulares de radio de giro**



Fuente: elaboración propia.

El valor que será multiplicado por 0,3, corresponde al valor del eje fuerte en el que se considere la estabilidad.

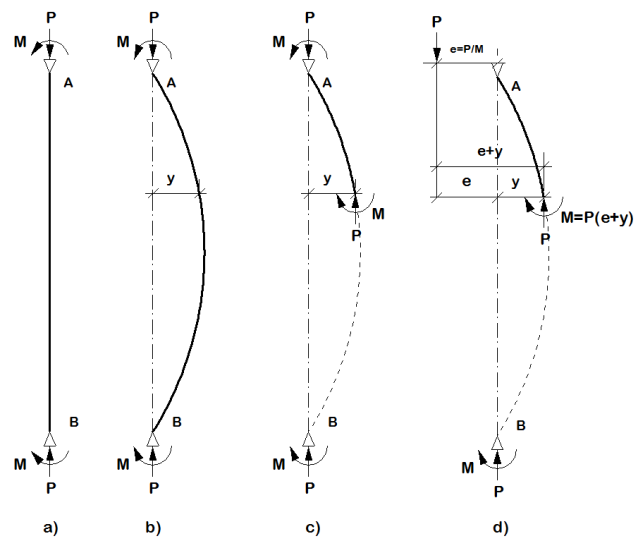
5.6. Efecto de esbeltez

Los efectos de esbeltez llamados también efectos de segundo orden, se presentan en mayor o menor grado en casi todas las estructuras sin importar su altura. El efecto surge cuando una estructura es sometida a la acción de cargas verticales (muerta o viva) con o sin la contribución de cargas laterales estáticas

(empuje de suelos) y las cargas dinámicas laterales (sísmicas o viento). Este efecto puede llegar a afectar completamente la estructura, dañando considerablemente algunos elementos. Conforme la esbeltez aumenta se incrementa los efectos de segundo orden.

La deformación elástica del elemento debido a las cargas, más los fenómenos de deformación del concreto, y la fisuración de la sección transversal a causa de la disminución de la rigidez del elemento, originan incrementos en las fuerzas internas y nuevas deformaciones.

Figura 28. **Efectos de esbeltez en columna**



Fuente: elaboración propia.

En la figura 28a se observa una columna cargada axialmente. La columna que inicialmente era recta se deforma elásticamente, como resultado de la deformación, está se aleja del eje de acción de carga una distancia y (ver figura 28b). Si se realiza un corte, se podrá apreciar un momento flexionante interno

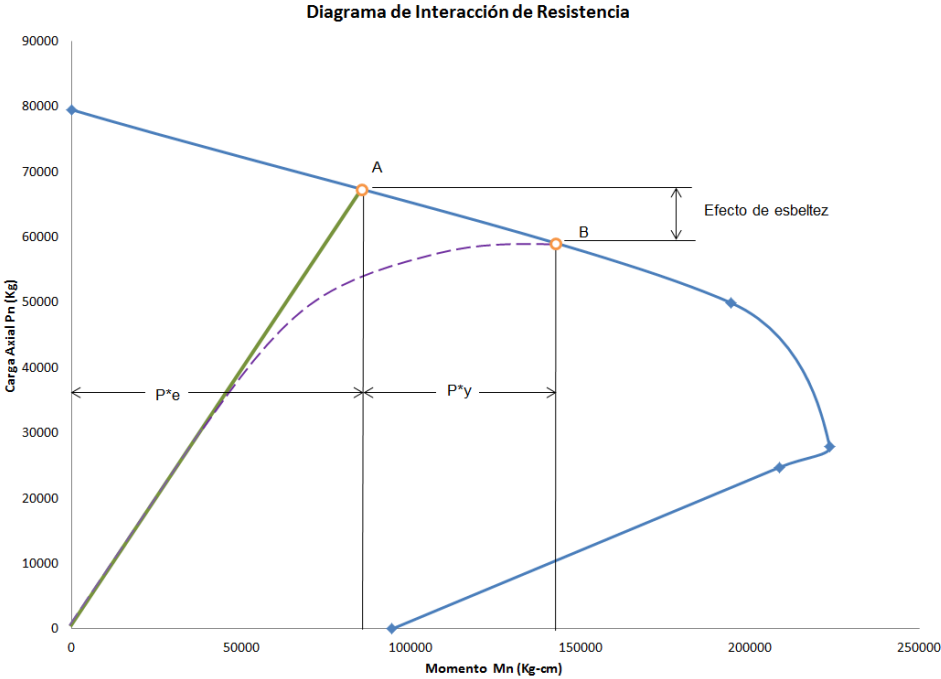
P_y (ver figura 28c). La separación del eje de acción de carga aumenta la excentricidad lo que produce un incremento en el momento flexionante. El momento flexionante real en cualquier sección de la columna es:

$$M = P * y + P * e = P(e + y) \quad (73)$$

El máximo momento se presenta donde mayor sea la deformación, para este caso será el centro. La resistencia se reducirá en comparación a la que debiera poseer si solo actuara $P * e$. A este fenómeno se le conoce como efectos de esbeltez o reducción de resistencia por esbeltez. La reducción de resistencia por esbeltez es mayor cuando los extremos de la columna puedan sufrir desplazamiento lateral.

En la figura 29 se observa un diagrama de interacción, la línea continua representa el comportamiento de una columna corta y la línea discontinua el comportamiento de una columna esbelta. La diferencia entre el punto A y B es el efecto de esbeltez, donde se puede apreciar en B la reducción de carga axial y el aumento del momento flector en relación al punto A.

Figura 29. Diagrama de interacción, comportamiento de columna corta y columna esbelta



Fuente: elaboración propia.

5.6.1. Relación de esbeltez efectiva

La relación de esbeltez efectiva se utiliza para determinar si la columna es corta o esbelta, la relación se representa de forma matemática a continuación:

$$\frac{k l_u}{r} \quad (74)$$

La longitud l_u es la longitud no soportada por el miembro. Para un cálculo rápido el factor k se puede asumir con un valor de 1,0, para efectos de diseño

se debe calcular el valor de k a través del monograma de Jackson y Moreland. El valor de r pertenece al radio de giro.

El código ACI (Instituto Americano del Concreto, por sus siglas en inglés) establece que se pueden ignorar los efectos de esbeltez cuando se cumpla cualquiera de las siguientes condiciones:

- a. En elementos sometidos a compresión no arriostrados contra desplazamiento lateral cuando:

$$\frac{k l_u}{r} \leq 22 \quad (75)$$

- b. En elementos a compresión arriostrados contra desplazamientos laterales cuando:

$$\frac{k l_u}{r} \leq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \leq 22 \quad (76)$$

Donde M_1 y M_2 son los momentos en los extremos respectivamente, si la relación M_1/M_2 es positiva la columna tiene curvatura simple y si el elemento tiene curvatura doble será negativo.

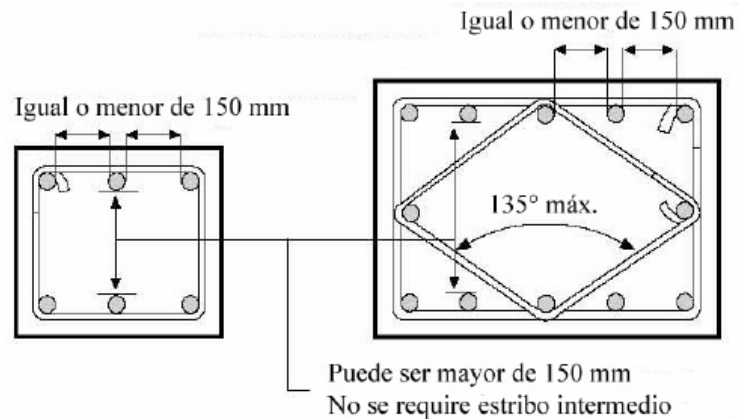
5.7. Requerimiento para columnas Según ACI 318 S-08

- a. El código ACI estipula que el refuerzo longitudinal A_{st} no debe ser menor que $0,01A_g$ ni mayor que $0,08A_g$ para zonas no sísmicas, para zonas sísmicas no debe ser menor que $0,01A_g$ ni mayor que $0,06A_g$. El valor mínimo de acero disminuye el flujo pastico, la contracción y proporciona a la columna un poco de resistencia a flexión, se evita la probabilidad que

ocurra una falla no dúctil repentina. Bajo ninguna circunstancia puede ser menor al $0,005A_g$ el área de acero suministrada. En la práctica es algo difícil ajustar más del 5% o 6% de acero. Usualmente no debe excederse un 4% cuando las barras van a empalmarse por traslape.

- b. El número mínimo de barras longitudinales permisibles en elementos a compresión deben ser 4 barras dentro de estribos circulares o rectangulares, para barras dentro de estribos triangulares serán 3 barras y 6 barras para circulares rodeadas por espirales.
- c. La dimensión menor de la sección transversal, medida en línea recta que pase a través del centroide geométrico, no debe ser menor de 30 cm. La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que 0,4.
- d. En columnas con estribos, el acero de los estribos no debe ser menor al No. 3, siempre que las barras del refuerzo longitudinal sean del No. 10 o menores. Cuando el refuerzo longitudinal son paquetes de barras o barras mayores al No. 10, se utilizarán barras No. 4 para estribos.
- e. La distancia libre entre barras de refuerzo longitudinal no debe ser menor de $1,5d_d$, ni de 4 cm, se recomienda que tampoco sea menor a 1,5 veces el diámetro del agregado grueso. Ninguna barra longitudinal debe estar separada más de 15 cm (6") libres de un barra apoyada lateralmente.

Figura 30. Separación de barras longitudinales



Fuente: Código ACI 318S-08. Pág.102.

- f. Los estribos se deberán de arreglar de modo que cada esquina y barra longitudinal alternada tenga soporte lateral. El espaciamiento de los estribos no debe exceder:
- 16 diámetros de barra longitudinal
 - 48 diámetros de barra o alambre de los estribos
 - La menor dimensión del elemento sometido a compresión

Los estribos no deberán colocarse a más de medio espaciamiento arriba de la superficie de una zapata o losa y a más de medio espacio debajo de la barra de refuerzo inferior en una losa.

- g. El confinamiento en columnas deberá proveerse en una longitud ℓ_o medida desde cada cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales inelásticos del pórtico. La ℓ_o no debe ser menor que la mayor que :

- La altura del elemento en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión.
- Un sexto de la luz libre del elemento.
- 45 cm

Se recomienda que la longitud de confinamiento se tome como $\frac{1}{4}$ de la longitud libre de la columna.

El espaciamiento que poseerán los estribos en la longitud de esparcimiento será, la mitad del esparcimiento del inciso seis o el menor de:

- $\frac{1}{4}$ de la dimensión mínima del elemento
- seis veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor
- S_o , donde $10 \text{ cm} \leq S_o \leq 15 \text{ cm}$

$$S_o = 10 \left(\frac{35 - h_x}{3} \right) \quad (76)$$

Donde

S_o =espaciamiento centro a centro del refuerzo transversal.

h_x = espaciamiento máximo horizontal, medido centro a centro, entre ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento en todas las caras de la columna.

- h. La separación libre entre vueltas de espirales no debe exceder 7,5 cm ni ser menor de 2,5 cm. El anclaje de la espiral debe consistir en 1,5 vueltas adicionales de la barra en cada extremo de la espiral.
- i. Los ductos y tuberías de todo tipo, junto con sus conexiones, no deben ocupar más del 4% del área de la sección transversal. Cuando se utilicen

embebidos de aluminio deben ser protegidos en su superficie o recubiertos para evitar reacciones con el concreto.

- j. Los factores de reducción de resistencia ϕ para elementos gobernados a compresión deben ser:
 - Elementos con refuerzos en espiral 0,75
 - Otros elementos reforzados 0,65

- k. Se recomienda que los paquetes de varillas longitudinales del número 2 al 4 deben colocarse en las esquinas. Los empalmes deberán ser escalonados.

5.8. Edificio como bloque cortó con carga excéntrica

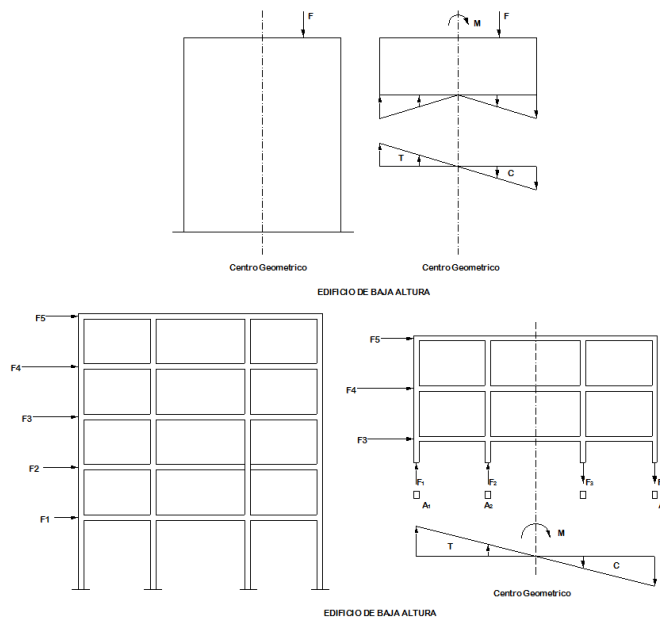
Cuando un bloque corto es sometido a una carga axial con cierta excentricidad con respecto a uno de los ejes principales, en ella se combinan esfuerzos de compresión y flexión. En la figura 31 se representa la superposición de los esfuerzos de flexión y compresión, los esfuerzos en la sección m-n son el resultado de la superposición del esfuerzo por flexión σ_f que se ve en la figura 31d. Cuando el esfuerzo por flexión máximo es mayor que el esfuerzo axial, el esfuerzo resultante tiene la forma de la figura 31e. El punto esfuerzo nulo es la nueva posición del eje neutro, el eje delimita las zonas dominadas por cada esfuerzo.

Los edificios bajos (altura menor a 20 m) presentan un comportamiento similar al momento de someterse a cargas de sismo. Debido a que las fuerzas de sismo trataran de volcar la estructura, provocando que esta se flexione (por lo menos de una forma mínima). Esto provoca que una parte de la edificación este sometida a esfuerzos de tensión, mientras la restante se encuentre

sometida a compresión. Por lo tanto, los elementos verticales que conforman la edificación serán los que se encontraran divididos en grupos de tensión y compresión. La fuerza sísmica es dinámica, por lo que las zonas de tensión y compresión fluctuaran mientras el edificio se encuentre en movimiento.

La analogía en cuanto a estos edificios con un bloque, es la forma en ambos tiene partes dominada por un tipo de esfuerzo y en ambos existe un eje neutro o línea divisoria del tipo de esfuerzo que domine. Este movimiento es el que ayuda a la disipación de la energía que transmite el sismo a la estructura. Al igual que el medo del voladizo podemos suponer que el eje neutro estará en el centro geométrico del edificio, a partir de este se realizara la división de las zonas gobernadas por tensión y por compresión.

Figura 31. Edificio y bloque cortó



Fuente: elaboración propia.

5.9. Configuración estructural y arquitectónica

La configuración en una edificación desempeña un papel importante en el comportamiento sísmico de estructuras sometidas a acciones sísmicas. Se ha observado que los edificios con configuraciones regulares son más estables que sus contrapartes irregulares. En los edificios con configuraciones irregulares suelen existir concentraciones de demanda inelástica, esto ocurre en las zonas de discontinuidades geométricas, irregularidad de masa y rigideces irregulares. Por lo que los problemas de configuración deben ser abordados desde la etapa de definición del esquema espacial del edificio, pasando por todas las etapas del diseño. Esto lo debe tener en cuenta el arquitecto y el proyectista.

5.9.1. Configuración en planta

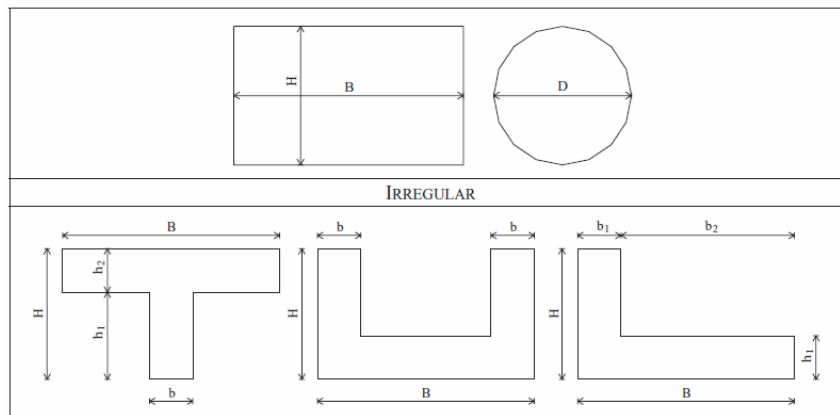
Los problemas de configuración en planta se presentan cuando las plantas son continuas o que poseen formas complejas.

La longitud en planta de un edificio influye en la respuesta estructural del mismo, que no es sencillo determinar por los métodos usuales de análisis. La excitación que se da en un punto de apoyo del edificio en un momento dado difiere de la que se da en otro, diferencia que se hace mayor en la medida que sea mayor la longitud del edificio en la dirección de las ondas.

Para solucionar el problema de una longitud muy prolongada en edificios, es usual dividirlo en bloques, esto por medio de juntas de dilatación sísmica, de forma que cada uno de ellos se considere como un edificio corto. El proyectista deberá diseñar las juntas de tal manera que permita el adecuado movimiento a cada bloque sin peligro de golpe entre los diferentes bloques del edificio. Este

tipo de edificios también son vulnerables a efectos de torsión, debido a los movimientos provocados por el sismo.

Figura 32. Configuración en planta



Fuente: DI SARNO, Luigi. Fundamentals of Earthquake Engineering. p. 267.

Una planta compleja es aquella en la cual la línea de unión de dos de sus puntos suficientemente alejados hace su recorrido en buena parte fuera de la planta. Esto sucede cuando la planta existen esquinas entrantes o está compuesta por alas de tamaño significativo orientado en diferentes direcciones, ej. plantas con forma de cruz, H, T, etc.

En plantas con formas irregulares las alas se asemejan a un voladizo empotrado en el resto del cuerpo del edificio, sitio en el cual sufriría menores deformaciones laterales que en el resto del ala. Debido a esto aparecen grandes esfuerzos en las zonas de transición, lo que produce con frecuencia daños en los elementos no estructurales, en la estructura vertical y aun en el diafragma horizontal.

La solución regular es introducir juntas de dilatación, estas permiten que se deformen como módulos independientes y no como un todo, esto rompe el esquema de trabajo de voladizo que tendría cada ala. Las juntas deben tener el ancho suficiente para permitir el movimiento de cada bloque sin golpearse.

Figura 33. Requisitos de configuración en planta

IRREGULARIDAD EN PLANTA			Description
1a	Torsional		$\Delta_2 > 1.2 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$
1b	Torsional extrema		$\Delta_2 > 1.4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$
2	Esquinas entrantes		<i>proyección b</i> > 0.15 <i>a</i> y <i>proyección d</i> > 0.15 <i>c</i>
3	discontinuidad de diafragma		<i>área de abertura</i> > 0.5 <i>a b</i> • aberturas mayores al 50% de la proyección en planta

Fuente: Código IBC. p. 328.

5.9.2. Configuración en elevación

Los escalonamientos en los volúmenes del edificio, desde el punto de vista sísmico, son causa de cambios bruscos de rigidez y de masa; por lo tanto, traen consigo la concentración de fuerzas que producen daños en los pisos aledaños a la zona del cambio brusco. En términos generales debe buscarse que las transiciones sean lo más suave posible con el fin de evitar dicha concentración.

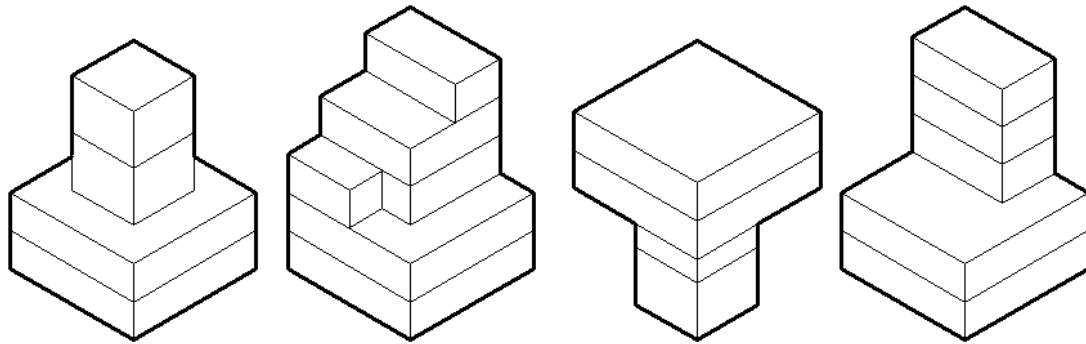
Los escalonamientos en edificios crean que la parte superior del edificio transmita a la inferior un cortante excéntrico, lo que provoca torsión del nivel de transición hacia abajo.

5.9.3. Configuración estructural

Concentración de masa

Esto ocurre cuando existen grandes concentraciones de masa en algún nivel determinado del edificio, esto se puede dar a la ubicación en él de equipamientos, archivos, bodegas o requerimientos del diseño arquitectónico. Este problema se agrava cuando la concentración de masa se localiza en los pisos de mayor altura, debido a que las aceleraciones sísmicas de respuesta aumentan conforme aumenta la altura, por ende se tiene una mayor fuerza sísmica de respuesta.

Figura 34. **Elevaciones irregulares**



Fuente: elaboración propia.

Columnas débiles

Las columnas son las encargadas de mantener en pie la estructura y transmitir las cargas a la cimentación, cualquier daño en estos elementos provocara la redistribución de cargas entre el resto de los elementos de la estructura, esto puede llevar al colapso parcial o total de la estructura. Por lo que el diseño sísmico de pórticos busca que el daño producido por un sismo intenso se produzca en vigas y no en columnas, debido al mayor riesgo de colapso de la edificación por daño en columnas.

Las razones por las que han fallado edificios diseñados con códigos sismo resistente se pueden agrupar en dos grupos:

- Columnas de menor resistencia que las vigas.
- Columnas cortas.

Algunas causas de que el valor de la longitud libre se reduzcan drásticamente y se considere que se presenta una columna corta:

- Confinamiento lateral parcialmente en la altura de la columna por muros divisorios, muros de contención, muros de fachada, etc.
- Disposición de losas a niveles intermedios.
- Ubicación del edificio en niveles inclinados.

Las columnas corta son causa de serias fallas en edificios bajo cargas de sismo debido a que su mecanismo de falla es frágil.

Piso blando

Existe efecto de piso blando cuando la rigidez de un piso es menor del 70% de la rigidez del piso inferior o superior, o menor del 80% de la rigidez promedio de los 3 pisos superiores al piso considerado blando.

La presencia de pisos blando se puede atribuir a:

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

La diferencia de altura entre pisos es debida a las exigencias técnicas o estéticas para ambientes que posean grandes luces verticales. Esto genera que el piso en cuestión presente menor rigidez en comparación a los pisos restantes.

La interrupción de elementos verticales de la estructura es causa del colapso en varias estructuras. Esto se debe al cambio brusco de rigidez ocasionando una mayor acumulación de energía en el piso débil. Además se

crea un deslizamiento del piso debido a que este piso es más flexible que los pisos contiguos, creando problemas de estabilidad en la estructura.

Falta de redundancia

La redundancia se comprende como el número de elementos estructurales adecuados para resistir las fuerzas sísmicas. Cuando se cuenta con un número reducido de elementos estructurales (poca redundancia) la falla de algunos de ellos puede tener como consecuencia el colapso parcial o total de la edificación durante el terremoto. Por eso se debe buscar que la resistencia a las fuerzas sísmicas se distribuya entre el mayor número de elementos estructurales posibles.

Excesiva flexibilidad estructural:

Esta se puede definir como la susceptibilidad a sufrir grandes deformaciones laterales (derivadas). Las mayores causas a este problema es la excesiva distancia entre las columnas o elementos soportantes y sus rigideces. Dependiendo del grado de flexibilidad puede traer como consecuencias daños en los elementos no estructurales unidos a niveles contiguos, inestabilidad de los pisos flexibles o inestabilidad global; y el no aprovechamiento de la ductilidad disponible.

Excesiva flexibilidad del diafragma:

Un diafragma es un sistema horizontal o casi horizontal que actúa para transmitir las fuerzas laterales a los elementos verticales. Cuando se presenta un comportamiento excesivamente flexible del diafragma de piso implica deformaciones laterales no uniformes, las cuales son en principio perjudiciales

para los elementos no estructurales unidos al diafragma. Además, la distribución de fuerzas laterales no se hará de acuerdo a la rigidez de los elementos verticales.

Las razones más destacadas por las que se puede originar este problema son las siguientes:

- Flexibilidad del material del diafragma
- Relación largo/ancho del diafragma (los diafragmas con relaciones superiores a cinco pueden considerarse flexibles).
- Rigidez de la estructura vertical.
- Aberturas en el diafragma.

Torsión

La torsión es un giro alrededor de un eje vertical. El efecto de torsión existe cuando la posición del centroide de rigidez (CR) no coincide con la del centroide de masa (CM), la distancia entre ambos recibe el nombre de excentricidad (e); se puede considerar que la excentricidad es grande cuando supera el 10% del lado de la planta bajo análisis. El producto de la excentricidad y la fuerza de sismo que actúa en el nivel de estudio causan el momento de torsión.

Algunos casos que pueden dar lugar a torsión en planta:

- a. Posición de elementos rígidos de manera asimétrica con respecto al centro de masa del piso.
- b. Colocación de grandes masas en forma asimétrica con respecto al centroide de rigidez.

- c. Combinación de los incisos a y b.

Debe tenerse en cuenta que los muros de las fachadas y muros divisorios que se encuentren unidos a la estructura vertical poseen una gran rigidez y, por lo tanto, participan estructuralmente en la respuesta estructural al sismo. Los efectos de torsión son mayores cuando existen irregularidades verticales e irregularidades en la planta.

5.10. Aplicación para marcos estructurales de ecuación 12.8-9 del Código ASCE 7-05

Las ecuaciones existentes para el cálculo del período de edificaciones de marcos, no toman en cuenta la geometría de las columnas. En esta sección se toma la ecuación 12.8-9 del código ASCE 7-05 y se aplica a marcos estructurales.

5.10.1. Presentación de la ecuación 12.8-9 para el período según Código ASCE 7-05

El código de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE, por sus siglas en inglés) en la sección 12.8.2.1 establece parámetros para el cálculo del período fundamental aproximado (T_a), de una estructura. Los parámetros son los citados a continuación:

Es permitido calcular el período (T_a), en s, para estructuras de mampostería o de muros de concreto armado resistentes a esfuerzos de corte. A partir de la ecuación 12.8-9 descrita a continuación:

$$T_a = \frac{0.0019}{\sqrt{C_w}} * h_n \quad (78)$$

Donde h_n es la altura total de la estructura sobre la base, y C_w está definida por la siguiente ecuación:

$$C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^x \left(\frac{h_n}{h_i} \right)^2 \frac{A_i}{\left[1 + 0,83 \left(\frac{h_i}{D_i} \right)^2 \right]} \quad (79)$$

Donde:

A_B = Área de la planta de la estructura en pies cuadrados.

A_i = Área del alma del muro "i" en pies cuadrados.

D_i = Longitud del alma del muro "i" en pies.

h_i = Altura total del muro "i" sobre la base en pies.

h_n = Descrita anteriormente.

x = Número de muros estructurales en la dirección de análisis.

5.10.2. Ecuación 12.8-9 para período aproximado según Código ASCE 7-05, aplicado a marcos estructurales

En Guatemala la mayoría de los edificios son estructuras de marcos resistentes a momentos de concreto reforzado, cuando se calcula el período fundamental aproximado no se toman en cuenta las dimensiones de los elementos verticales, debido a que los métodos propuestos por los códigos utilizados no los toman en cuenta. Los métodos que se utilizan toman en consideración la altura y las dimensiones del edificio, mas no consideran la incidencia de los elementos resistentes al desplazamiento horizontal en el período, estos métodos han demostrado a lo largo del tiempo que son eficientes. El interés por observar que comportamiento posee el período de la estructura, ha llevado a que en este trabajo de graduación se utilice la ecuación anteriormente mencionada, pero para marcos conformados de columnas y vigas.

El período (T_a), en s, será el mismo que el descrito en la ecuación 78.

Las variaciones se encuentran en los valores de la ecuación 79 (coeficiente C_w). Que se describen continuación.

$$C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^x \left(\frac{h_n}{h_{ime}} \right)^2 \frac{A_{ime}}{\left[1 + 0,83 \left(\frac{h_{ime}}{D_{ime}} \right)^2 \right]} \quad (80)$$

Donde:

A_B = Mismos valores ecuación 79.

A_{ime} = Área del alma la columna "i" en pies cuadrados.

D_{ime} = Longitud de la columna "i" en pies.

h_{ime} = Altura total de la columna "i" sobre la base en pies.

h_n = Mismos valores ecuación 79.

x = Número de columnas estructurales en la dirección de análisis.

5.10.3. Comparación de la ecuación 12.8-9 del Código ASCE 7-05, aplicado a columnas con los Códigos UBC 97 y SEAOC

Los códigos UBC 97 y SEAOC establecen formas rápidas para el cálculo aproximado del período de estructuras, este cálculo se realiza respectivamente para cada código con las ecuaciones 30-8 y 3-3A.

El código UBC 97 estipula que el valor del período T en segundos debe determinarse con la ecuación 30-8 del mismo. Está se describe a continuación.

$$T = C_t (h_n)^{3/4} \quad (81)$$

Donde C_t en el sistema inglés posee un valor de 0,035 (0,0853 para el sistema métrico), para pórticos de hormigón reforzado resistente a momentos y estructuras arriostradas excéntricas; y h_n es la altura total de la estructura.

Mientras, el código SEAOC utiliza la ecuación 3-3A para determinar el valor del período T .

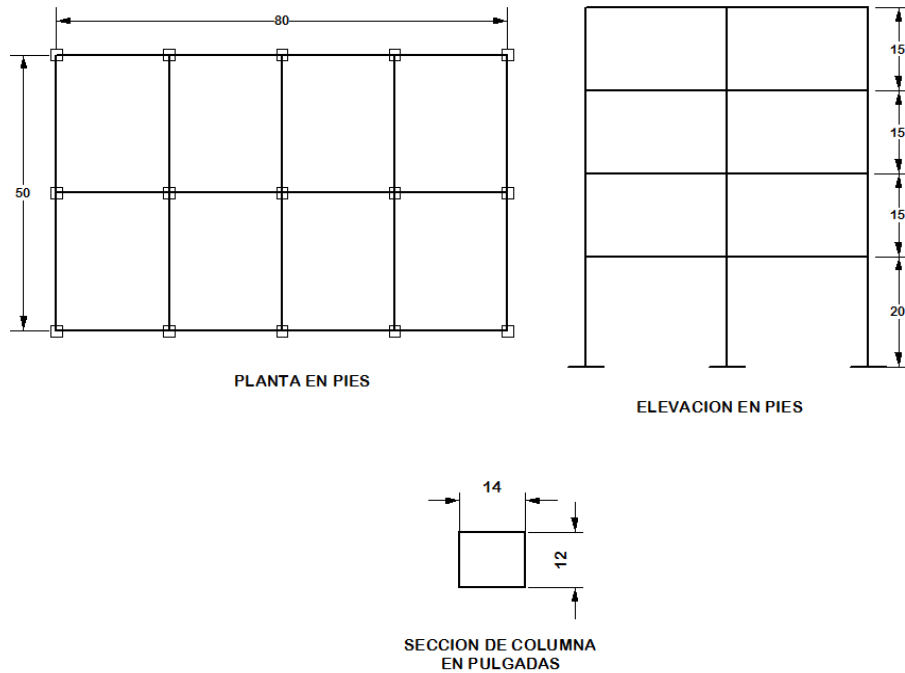
$$T = \frac{0,05}{\sqrt{D_b}} * h_n \quad (82)$$

Donde D_b es la dimensión de la base paralela al sentido del análisis y h_n es la altura de la estructura.

Ejemplo

En la figura 35 se muestran un edificio de cuatro niveles, con una altura total de 65 pies, todas las columnas poseen las mismas dimensiones, la dimensión más grande se localiza en el eje Y.

Figura 35. Edificio ejemplo



Fuente: elaboración propia.

Cálculo de período con ecuación 12.8-9, código ASCE 7-05.

Período en dirección X.

Columna primer nivel.

$$\left(\frac{h_n}{h_i}\right)^2 \frac{A_i}{\left[1+0,83\left(\frac{h_i}{D_i}\right)^2\right]} = \left(\frac{65 \text{ pie}}{20 \text{ pie}}\right)^2 \frac{1,17 \text{ pie}^2}{\left[1+0,83\left(\frac{20 \text{ pie}}{1,17 \text{ pie}}\right)^2\right]} = 0,050314384 \text{ pie}^2 \quad (83)$$

Columna del nivel 2 (columnas del nivel 2 son iguales al del nivel 3 y 4).

$$\left(\frac{h_n}{h_i}\right)^2 \frac{A_i}{\left[1+0,83\left(\frac{h_i}{D_i}\right)^2\right]} = \left(\frac{65 \text{ pie}}{15 \text{ pie}}\right)^2 \frac{1,17 \text{ pie}^2}{\left[1+0,83\left(\frac{15 \text{ pie}}{1,17 \text{ pie}}\right)^2\right]} = 0,158514909 \text{ pie}^2 \quad (84)$$

Cálculo de coeficiente C_w , sustituyendo valores de ecuaciones 83 y 84 en ecuación 80.

$$C_w = \frac{100}{4000 \text{ pie}^2} [(15 * 0,050314384 \text{ pie}^2) + (15 * 3 * 0,158514909 \text{ pie}^2)] \quad (85)$$

$$C_w = 0,197197$$

Cálculo del período aproximado

$$T_a = \frac{0,0019}{\sqrt{C_w}} * h_n = \frac{0,0019}{\sqrt{0,197197}} * 65 \text{ pie} = 0,278s \quad (86)$$

$$T_a = 1,4 * 0,278s = 0,39s \quad (87)$$

Período en dirección Y.

Columna primer nivel.

$$\left(\frac{h_n}{h_i}\right)^2 \frac{A_i}{\left[1+0,83\left(\frac{h_i}{D_i}\right)^2\right]} = \left(\frac{65 \text{ pie}}{20 \text{ pie}}\right)^2 \frac{1,17 \text{ pie}^2}{\left[1+0,83\left(\frac{20 \text{ pie}}{1 \text{ pie}}\right)^2\right]} = 0,037005756 \text{ pie}^2 \quad (88)$$

Columna del nivel 3 al 4.

$$\left(\frac{h_n}{h_i}\right)^2 \frac{A_i}{\left[1+0,83\left(\frac{h_i}{D_i}\right)^2\right]} = \left(\frac{65 \text{ pie}}{15 \text{ pie}}\right)^2 \frac{1,17 \text{ pie}^2}{\left[1+0,83\left(\frac{15 \text{ pie}}{1 \text{ pie}}\right)^2\right]} = 0,116683928 \text{ pie}^2 \quad (89)$$

Cálculo de coeficiente C_w , sustituyendo valores de ecuaciones 88 y 89 en ecuación 80.

$$C_w = \frac{100}{3500 \text{ pie}^2} [(15 * 0,037005756 \text{ pie}^2) + (15 * 3 * 0,116683928 \text{ pie}^2)] \quad (90)$$

$$C_w = 0,145147$$

Cálculo del período aproximado

$$T_a = \frac{0,0019}{\sqrt{C_w}} * h_n = \frac{0,0019}{\sqrt{0,145147}} * 65 \text{ pie} = 0,324s \quad (91)$$

$$T_a = 1,4 * 0,324s = 0,45s \quad (92)$$

Cálculo de período con ecuación 3-3A, código SEAOC.

Período en dirección x.

$$T = \frac{0,05}{\sqrt{80 \text{ pie}}} * 65 \text{ pie} = 0,36s \quad (93)$$

Período en dirección y.

$$T = \frac{0,05}{\sqrt{50 \text{ pie}}} * 65 \text{ pie} = 0,46s \quad (94)$$

Cálculo de período con ecuación 30-8, código UBC 97.

$$T = 0,035(65 \text{ pie})^{3/4} = 0,69s \quad (95)$$

En la tabla XII se observan los períodos obtenidos por medio de las ecuaciones 81, 82 y 78 aplicada a marcos estructurales, se encuentran ordenados de mayor a menor de conformidad a los valores de la ecuación del código ASCE 7-05 aplicada a columnas. Los datos utilizados para los cálculos son tomados de las plantas y elevaciones proporcionadas en los apéndices.

Tabla XII. Comparación de períodos con distintas ecuaciones

Edificio	Dimensiones del edificio en pies		Sección de columna en pulgadas		Período en segundos ecuación 12.8-9 ASCE 7-05 (aplicada a columnas)		Período en segundos ecuación 3-3A SEAOC		Período en segundos ecuación 30-8 UBC 97
	Lado largo (X)	Lado Corto (Y)	B	H	T_{ax}	T_{ay}	T_x	T_y	T
A	70	50	20	12	0,280	0,46	0,39	0,46	0,69
B	100	50	15	15	0,310	0,31	0,31	0,44	0,66
C	120	90	20	15	0,200	0,26	0,27	0,32	0,65
D	90	60	22	16	0,180	0,24	0,22	0,27	0,49
E	125	65	24	12	0,170	0,34	0,28	0,38	0,66
F	50	50	15	15	0,170	0,17	0,42	0,42	0,65
G	75	60	16	14	0,170	0,19	0,20	0,23	0,43
H	100	85	30	24	0,009	0,12	0,20	0,21	0,47
I	98	82	25	12	0,009	0,19	0,23	0,25	0,52
J	50	50	30	15	0,007	0,13	0,34	0,34	0,55

Fuente: elaboración propia.

Se observan valores similares de período, esto para los que se calcularon con las ecuaciones del SEAOC y ASCE 7-05, se debe a que ambos códigos contemplan las dimensiones de la base y la altura total del edificio, al contrario del código UBC 97 que solo considera la altura de la edificación, lo que hace que se obtengan valores mayores de período.

La reducción del período que se observa entre los códigos SEAOC y ASCE 7-05, se deben a que en el segundo toma en cuenta las secciones de las

columnas. Se puede apreciar que mientras mayor sea la sección de la columna menor será el período, por tanto es mayor la diferencia entre estos códigos.

Se puede concluir que es confiable la utilización de la ecuación 12.8-9 (período aproximado) del código ASCE 7-05 aplicada a marcos estructurales.

5.10.4. Variación de período según sección de columna

La tabla XIII muestra la varia del período aproximado debido al cambio de sección de las columnas. Estos valores de período aproximado pertenecen al edificio de la figura 35, se utilizó como base una sección de columna de 12" x 12"; y se varió su altura hasta tres veces su base, este límite superior se debe a que una vez una columna alcanza tres veces el valor de su dimensión menor se considera como muro.

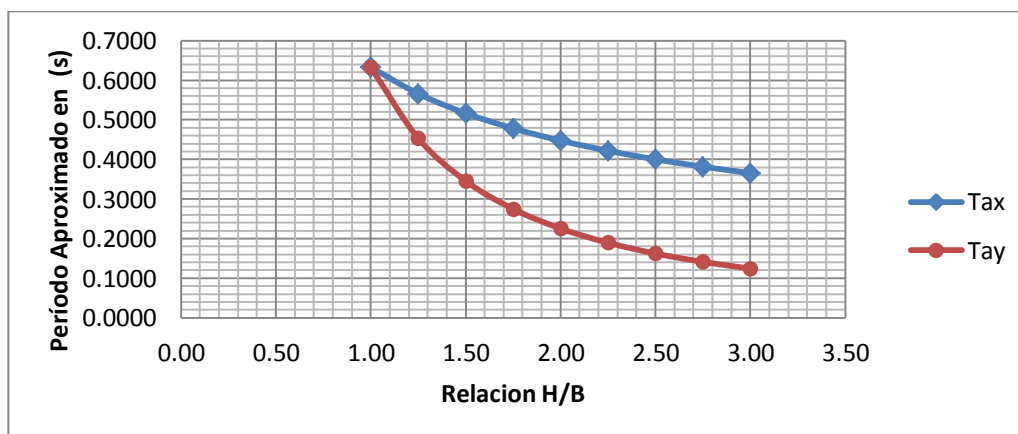
La figura 36 perteneciente a la tabla XI, muestra los valores de período aproximado en el eje "X" y "Y" respectivamente, contra la relación H/B de la columna, se aprecia que los períodos varían de forma más rápida en el eje en donde varía la dimensión, también se observa que entre más grande la sección de la columna menor será el período en ambos ejes.

Tabla XIII. **Cambio del período aproximado debido al cambio de sección**

B (plg)	H (plg)	H/B	T_{ax} (s)	T_{ay} (s)
12	12	1,00	0,6328	0,6328
12	15	1,25	0,5660	0,4535
12	18	1,50	0,5167	0,3456
12	21	1,75	0,4784	0,2748
12	24	2,00	0,4475	0,2254
12	27	2,25	0,4219	0,1894
12	30	2,50	0,4002	0,1622
12	33	2,75	0,3816	0,1411
12	36	3,00	0,3654	0,1242

Fuente: elaboración propia

Figura 36. **Variación del período aproximado contra relación de variación de dimensión de columna**



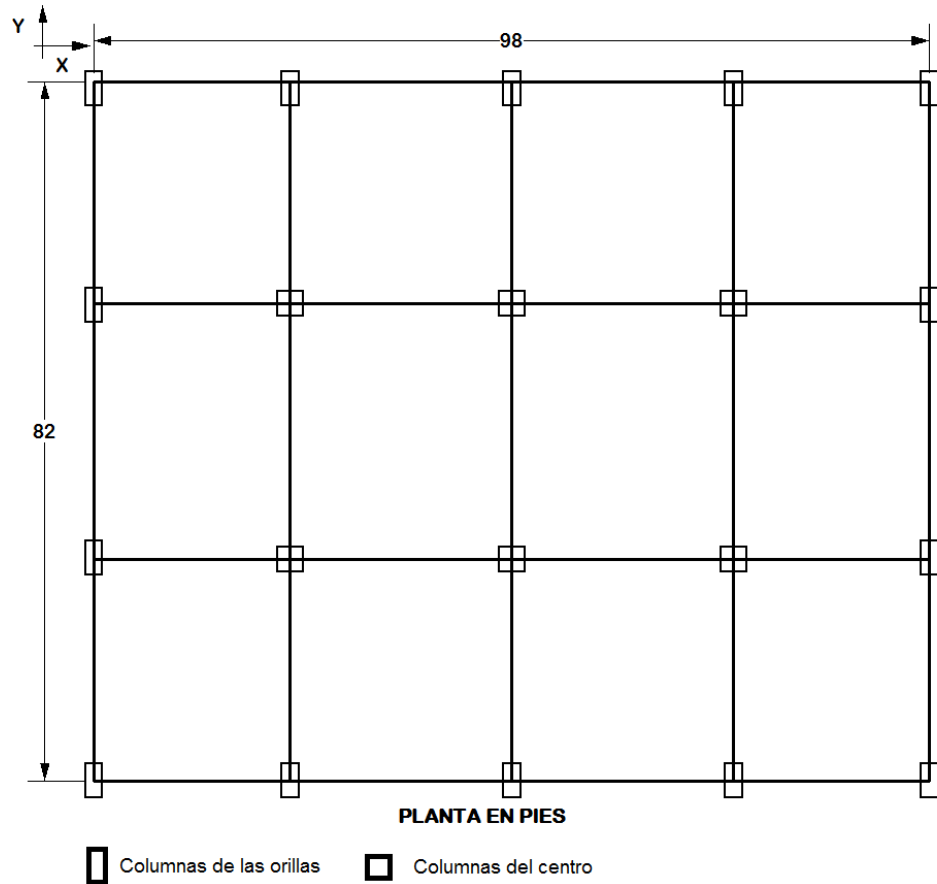
Tax= período en dirección del eje de las x.

Tay= período en dirección del eje de las y.

Fuente: elaboración propia.

Para la comparación de la variación del período según el tipo de columna se presenta la planta de la figura 37, la altura del primer nivel será de 15 pies de altura y los otros 4 restantes de 10 pies de altura. El lado largo de las columnas rectangulares reposara sobre el eje de las Y. Para el cálculo se utiliza la ecuación 78 aplicada a columnas. En la tabla XIV se tabularon los distintos períodos aproximados según la variación y ubicación de las columnas.

Figura 37. **Planta ejemplo**



Fuente: elaboración propia.

Tabla XIV. **Período aproximado según tipo de columna**

Condiciones	T_{ax}	T_{ay}
Todas las columnas son esbeltas, todas las secciones de 12" x 15"	0,2444	0,1961
Todas las columnas son cortas, todas las secciones de 30" x 30"	0,0450	0,0450
Columnas esbeltez en las orillas (12" x 15") y columnas cortas en el centro(30" x 30")	0,0791	0,0776
Columnas cortas en las orillas (12" x 15") y columnas esbeltez en el centro(30" x 30")	0,0534	0,0532
Columnas esbeltez rectangulares en las orillas (12" x 15") y columnas esbeltez circulares en el centro(Diámetro=20")	0,2028	0,1802
Columnas esbeltez rectangulares en el centro (12" x 15") y columnas esbeltez circulares en las orillas(Diámetro=20")	0,1705	0,1640
Columnas esbeltez rectangulares en las orillas (12" x 15") y columnas cortas circulares en el centro(Diámetro=38")	0,0773	0,0758
Columnas circulares cortas en las orillas (Diámetro=38") y columnas rectangulares esbeltez en el centro(12" x 15")	0,0521	0,0519

Fuente: elaboración propia.

Todos los períodos se encuentran dentro del rango de períodos cortos, la configuración donde existen solo columnas cortas presenta un período más corto en comparación de las demás configuraciones. Los períodos más bajos pertenecen a configuraciones que poseen un mayor número de columnas cortas. Los períodos menos cortos pertenecen a las configuraciones donde

existe mayor número de columnas esbeltez, el período más bajo dentro de esta configuración es la que posee un mayor número de columnas circulares. Se debe recordar que en una estructura de poca altura son más peligrosos los períodos demasiado cortos. Debido a esto se puede observar una mejor respuesta en las configuraciones que poseen un mayor número de columnas esbeltas.

6. DISIPADOR DE ENERGÍA EN COLUMNA

6.1. Disipadores de energía sísmica

En esta sección se definirá el concepto de disipador de energía sísmica de forma que el lector la comprenda fácilmente. También se da una lista de algunos de los tipos de disipadores de energía sísmica.

6.1.1. Definición

Los disipadores de energía sísmica o fusibles sísmicos son dispositivos destinados a aumentar la capacidad de perder energía de una estructura durante un sismo. Estos dispositivos van experimentado fuertes deformaciones con los movimientos de la estructura durante el sismo. Por medio de las fuertes deformaciones se aumenta la capacidad de disipación de energía de la edificación con una reducción de deformaciones permanentes.

6.1.2. Tipos de disipadores

En el mercado existen diversos disipadores de energía, los tipos de disipadores está en función de la forma de amortiguamiento utilizan, las formas de amortiguamiento fueron descritas en capítulos anteriores. Los principales disipadores de energías son:

- Disipadores por amortiguamiento viscos: estos disipadores generan fuerzas que se oponen al movimiento que son proporcionales a la velocidad. En este tipo se puede mencionar los que poseen un líquido

viscoso como el aceite y los vasados en deformaciones de materiales viscoso-elásticos.

- Disipadores por extrusión: este tipo de dispositivos disipan la anergia por medio de la deformación de un material que se introduce dentro de otro, un ejemplo sería las barras de pandeo restringido.
- Disipadores por deformaciones no lineales: este tipo de disipación consiste en la deformación de un material en su rango inelástico, este tipo de disipación es la que posee una estructura de concreto armado. Los dispositivos que se agregan a las estructuras que funcionan de esta forma son normalmente de acero, estos dispositivos son comúnmente placas de metal, entre ellos se pueden mencionar los dispositivos ADAS que poseen forma de X y los dispositivos TADAS con forma de triángulo.
- Disipadores por fricción: estos dispositivos aprovechan la fricción generada por el deslizamiento entre dos superficies.

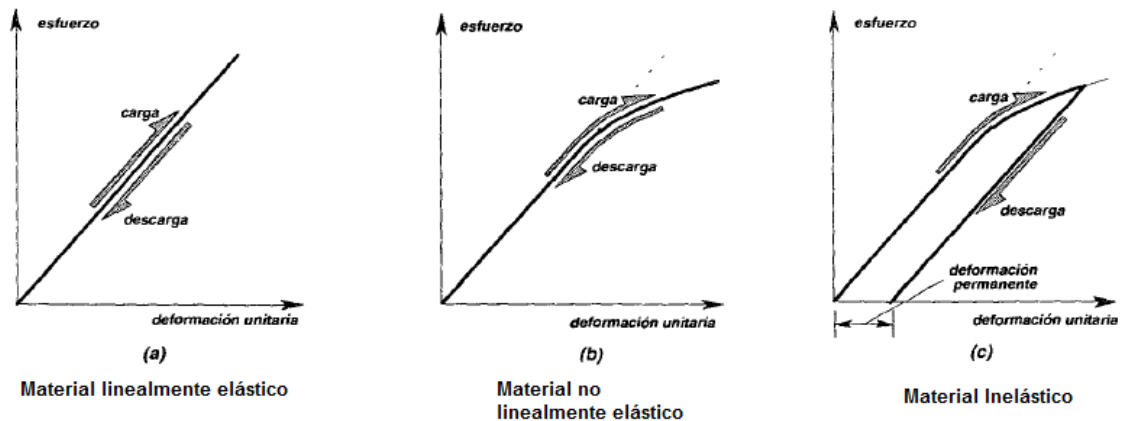
6.2. Histéresis mecánica

Esta sección aborda los siguientes temas: materiales y elementos estructurales elásticos e inelásticos, respuesta histerética del concreto reforzado, modelos matemáticos de histéresis y conceptos de ductilidad, tenacidad y capacidad de disipación.

6.2.1. Materiales y elementos estructurales elásticos e inelásticos

La elasticidad es la capacidad que tiene un material para retornar a sus dimensiones originales después de aplicarle una carga, retomando la forma original después de descargarla. El comportamiento elástico representa la ausencia de deformaciones permanentes, debido a las fuerzas aplicadas. Existen materiales que al aplicarles una fuerza presentan una relación lineal en la gráfica esfuerzo-deformación unitaria, estos materiales son llamados linealmente elásticos (ej. acero); existen materiales que presentan alguna curvatura, estos son llamados no linealmente elásticos. En ambos casos la carga y descarga se realizan sobre la misma curva. Existen materiales donde ocurre que la descarga no sigue la misma trayectoria de la carga, esto presenta deformaciones permanentes, a estos materiales se les denominan materiales inelásticos.

Figura 38. Diagrama de carga y descarga



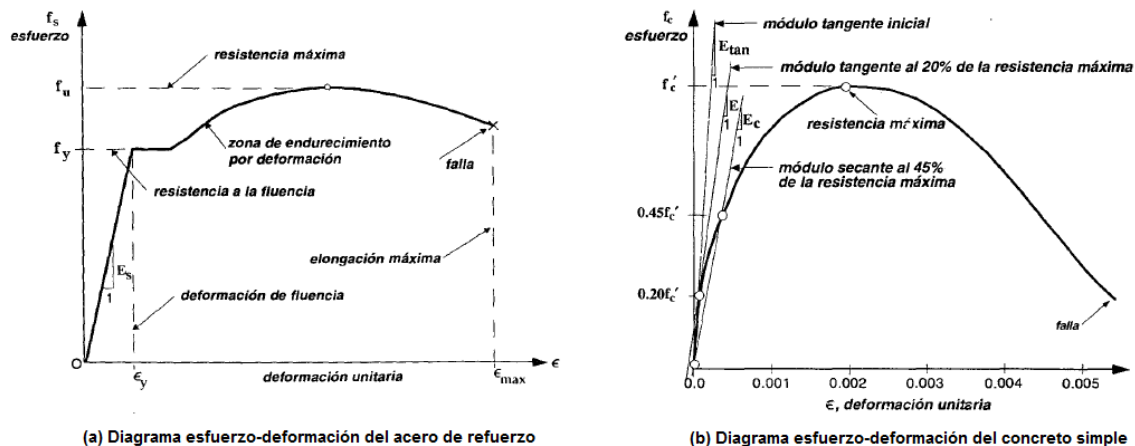
Fuente: GARCÍA, Luis. Dinámica estructural aplicada al diseño. p. 118.

Esta distinción es algo ambigua, debido a que todos los materiales presentan ambas características cuando se observa su gráfica de esfuerzo-deformación unitaria. El comportamiento elástico se presenta en los materiales durante el rango de carga inicial, esto es cuando las los esfuerzos y las cargas son pequeñas y proporcionales.

El área bajo la curva del diagrama de esfuerzo-deformación unitaria de los materiales que son llevados hasta el punto de falla, se denomina tenacidad del material.

En la figura 39 se muestra los diagramas de esfuerzo-deformación unitaria de los materiales que conforman el concreto reforzado, cada uno de ellos representa un material linealmente elástico y uno no linealmente elástico.

Figura 39. **Diagrama esfuerzo-deformación unitaria del acero de refuerzo y del concreto simple**



Fuente: GARCÍA, Luis. Dinámica estructural aplicada al diseño. p. 119.

En elementos estructurales fabricados con materiales elásticos e inelásticos, es conveniente ver cómo se comporta la inelasticidad en comparación del comportamiento elástico.

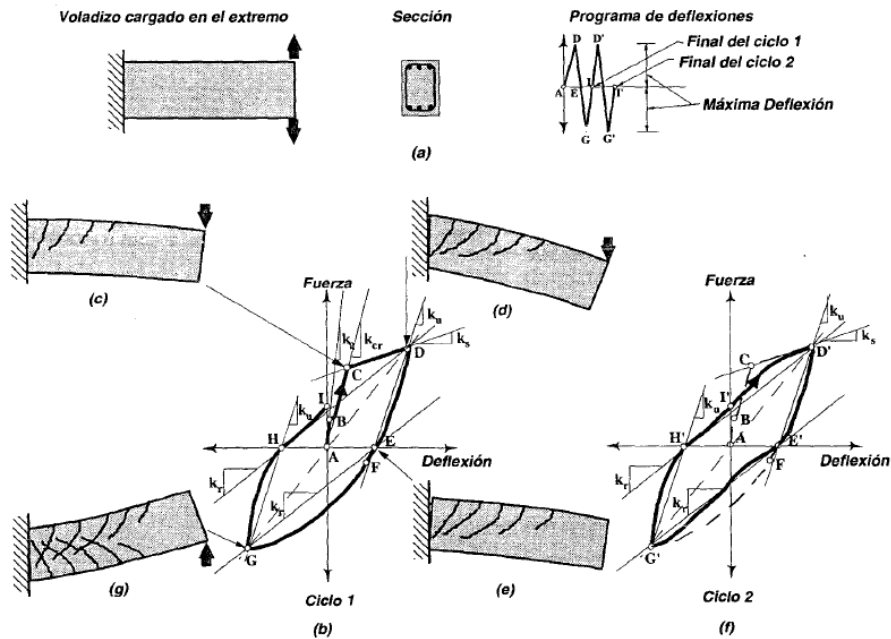
6.2.2. Respuesta histerética del concreto reforzado

Existen dos formas de ensayar una probeta, una de ellas es cuando se carga el material sin que exista inversión del sentido de la fuerza aplicada, se denomina ensayo monotónico; otra forma es cuando el material es sometido a ciclos de carga, descarga y carga en sentidos opuestos, en estos casos los esfuerzos sobrepasan el límite elástico, el comportamiento obtenido de este ensayo se denomina respuesta histerética; este comportamiento se aprecia en la figura 40.

Como es sabido el concreto reforzado es una amalgama de materiales linealmente elásticos y materiales no linealmente elásticos. El comportamiento y características para solitudes estáticas y dinámicas de los materiales has sido respaldadas a través de investigación experimental, así de esta forma se pueda respaldar los criterios de diseño. En las solitudes dinámicas cuando se espera respuesta en el rango inelástico la experimentación es más relevante. El comportamiento del concreto reforzado para solitudes dinámicas es estudiado por medio de su respuesta histerética.

Para el estudio histerético se utilizan miembros estructurales o marcos estructurales según sea el caso, a los que se le aplica ciclos de carga y descarga simulando una acción dinámica.

Figura 40. Respuesta histerética de una viga en voladizo de concreto reforzado



Fuente: GARCÍA, Luis. Dinámica estructural aplicada al diseño. p. 124.

Las descripciones siguientes corresponden al ciclo 1 (Figura 40b). La etapa AD, el elemento se carga verticalmente hacia arriba. En la etapa AB corresponde a la respuesta de la viga antes que ocurra fisuras en el concreto en tensión. En B se inicia la reducción de rigidez en el elemento, cuando disminuye la rigidez, como resultado se aprecia agrietamiento en la parte a tensión de la sección. En C el acero superior que se encuentra a tensión, fluye llegando a f_y . En D las fisuras son mayores dentro de una distancia del apoyo igual a la altura del elemento. Generalmente se presenta descascaramiento del concreto en la fibra extrema a compresión.

De D hacia E es descargado, disminuyen los esfuerzos en el refuerzo y en el concreto, reduciéndose la carga y la deflexión, y el acero tiende a tornar a su posición original. Los agrietamientos presentados durante el proceso no cierran en su totalidad. Al quedar descargado el elemento presenta deformaciones permanentes (punto E), al quedar flexionada. En el punto E se procede a cargar en sentido inverso, el elemento es casi tan rígido con en A. Esto se debe a que el concreto en la parte de abajo que se encontró a compresión esta todavía intacto, esta zona será ahora sometida a flexión. Las fisuras en la parte superior de la viga ahora estarán en compresión.

En el punto F se produce fisuración por tensión en la parte inferior de la viga. La pendiente de la curva que va hacia F posee una pendiente aproximadamente igual a la de la etapa AB. Los puntos F y G depende de la interacción compleja entre las propiedades esfuerzo –deformación del refuerzo, la cuantía de refuerzo longitudinal y la distribución y ancho de las fisuras. Habitualmente la curva que se dirige hacia G posee una pendiente que se reduce gradualmente.

De F hacia G se aprecia un comportamiento análogo al de CD (Ahora la parte anteriormente a tensión estará a compresión). De G a H existe un comportamiento similar a la etapa DE. El punto donde se descarga totalmente es H donde se parecía nuevamente que existen deformaciones permanentes, esto es similar al punto E pero en sentido contrario. La magnitud de la deformación se encuentra en función de la degradación de la rigidez. H es el punto en el que se inicia a cargar nuevamente hacia arriba. Cuando se carga de H a D' se pasa por el punto I, este punto marca el fin de un ciclo.

“En la figura 40f se muestra el primer ciclo en línea punteada. De I hacia D' el elemento presenta resistencia a la carga, pero se manifiesta una rigidez

mucho menor a la observada en el ciclo 1. Esto se debe a un ablandamiento en el refuerzo longitudinal causado por haberlo deformado cíclicamente en tensión y compresión; a una degradación del módulo de elasticidad original del concreto; y a un deterioro del mismo concreto con menor adherencia del refuerzo.”⁵

Dentro de los factores que influyen en la forma de los ciclos de histéresis, se cuentan los siguientes:

- Cuantía de refuerzo longitudinal y las propiedades de esfuerzo deformación del acero.
- Cargas axiales sobre el elemento.
- Nivel de fisuración en función de la distribución y espesor de las grietas.
- Eficacia de la adherencia entre el refuerzo y el concreto.
- Distribución del refuerzo en la sección transversal.
- Esfuerzos cortantes y cantidad de refuerzos transversales.
- Distorsiones generales y locales de los nudos de los extremos del elemento.
- Forma de la sección del elemento.
- Estabilidad lateral de las barras de refuerzo.

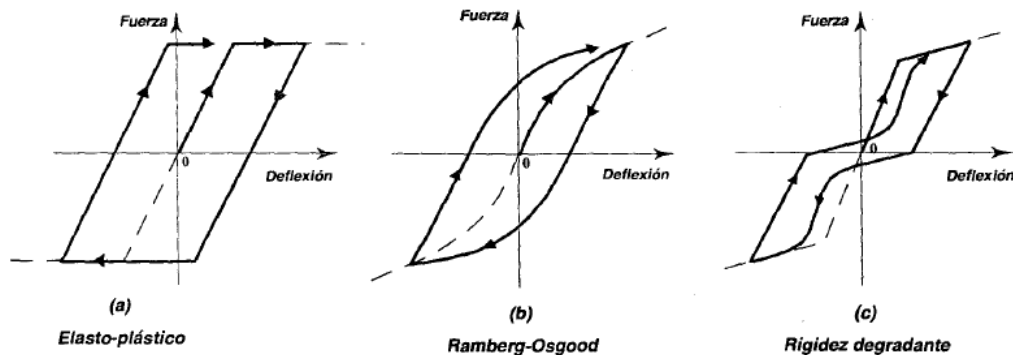
6.2.3. Modelos matemáticos de histéresis

En la sección se presentan de manera breve los modelos matemáticos de histéresis. Los modelos que se presentan son: modelo elasto-plástico, modelo de Ramberg-Osgood y el modelo de rigidez degradante. El método elasto-plástico es de los más simples, el modelo Ramberg-Osgood se presenta para la descripción de la respuesta histerética de muchos tipos de acero estructural; y el modelo de rigidez degradante es utilizado para describir la respuesta

⁵ GARCÍA, Luis. Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico. p. 125.

histerética del concreto reforzado y la mampostería reforzada. En todos los modelos se emplean cuatro segmentos para describir un ciclo de carga que se inicia como descarga del ciclo anterior.

Figura 41. **Modelos de histéresis**



Fuente: GARCÍA, Luis. Dinámica estructural aplicada al diseño. p. 144.

El modelo con degradación de la rigidez posee bases experimentales realizadas en mesas vibratorias, con esto fue posible plantear y seguidamente verificar modelos de histéresis que se ajustaran de una mejor manera a las observaciones experimentales. El modelo elasto-plástico tiene una descripción matemática relativamente sencilla y su implementación dentro de los métodos de solución son bastante sencillos. En este método la acumulación de energía de deformación corresponde al área bajo la curva de carga, la energía de deformación que el sistema transfiere a energía cinética corresponde al área bajo la curva de descarga; y la diferencia de ambas corresponde a la energía disipada por el sistema.

6.2.4. Conceptos de ductilidad, tenacidad y capacidad de disipación

Hay tres conceptos que se encuentran ligados a la disipación de energía dinámica, ellos son la ductilidad, la tenacidad y la capacidad de disipación; cada una de estas las poseen los materiales en mayor o menor medida.

La ductilidad es la capacidad que tiene un material de resistir deformaciones que lleven al material más allá del límite elástico sin fallar.

Dependiendo del parámetro que describa la deformación la ductilidad puede ser:

- Ductilidad de curvatura: cuando la ductilidad se mide con respecto a la curvatura de la sección del elemento estructural.
- Ductilidad de rotación: cuando la ductilidad se mide con respecto a la rotación que tiene un sector longitudinal del elemento.
- Ductilidad de desplazamiento: cuando la ductilidad se mide con respecto al desplazamiento o deflexión que tiene el elemento estructural.
- Ductilidad de deformación: cuando la ductilidad se mide con respecto a la deformación unitaria de una fibra paralela al eje neutro.

La tenacidad se denomina como una medida de la capacidad del material para absorber energía por unidad de volumen. Se presenta como el área bajo la curva de esfuerzo-deformación unitaria de cualquier material que es llevado hasta la falla. En ingeniería sísmica se define como la capacidad de un elemento estructural a resistir una serie de oscilaciones en el rango inelástico de respuesta sin que se presente una disminución crítica de su resistencia.

La capacidad de disipación de energía, es la capacidad que posee un sistema o elemento estructural, de trabajar dentro del rango inelástico de respuesta sin perder su resistencia. Está se cuantifica por medio de la energía de deformación que el sistema o elemento estructural es capaz de disipar en ciclos histeréticos consecutivos.

6.3. Método de diseño de resistencia última o esfuerzos últimos

El método e diseño por resistencia última es el utilizado por el código ACI, es introducido por primera vez en 1956, en el código se denomina método de diseño por resistencia (SDM, por sus siglas en inglés), el método es abordado debido a su enfoque más racional y de seguridad estructural conceptual más realista.

El SDM requiere que las cargas de servicio, fuerza o momentos internos sean incrementadas por medio de factores de carga específicos; y que sea reducida la resistencia nominal del elemento por medio de un factor ϕ . El método demanda que la resistencia de diseño de un elemento sea mayor o igual que la resistencia requerida calculada a partir de las cargas y fuerzas mayoradas.

$$\text{Resistencia de diseño} \geq \text{Resistencia requerida}$$

Donde la resistencia de diseño es la resistencia nominal multiplicada por el factor de reducción de resistencia ϕ ; y la resistencia requerida es la resistencia que un elemento o una sección transversal debe poseer para resistir las cargas mayoradas, momentos mayorados y fuerzas internas combinadas.

$$\phi P_n \geq P_u \quad (96)$$

$$\phi M_n \geq M_u \quad (97)$$

$$\phi V_n \geq V_u \quad (98)$$

Los factores de reducción toman en cuenta:

- La probabilidad de que la resistencia del elemento sea menor que la supuesta.
- Imprecisiones de las ecuaciones de diseño.
- El grado de ductilidad y la confiabilidad requerida del elemento cargado.
- Importancia del elemento dentro de la estructura.

Tabla XV. **Valores de factor de reducción para diversos casos**

Caso	ϕ
Sección controlada por tracción	0,90
Cortante y torsión	0,75
Aplastamiento en el concreto, excepto para anclajes de postensado y modelos puntal-tensor	0,65
Modelo puntal tensor	0,75
Zona de anclaje postensado	0,85

Fuente: elaboración propia con base en ACI 318 S-08. p.124.

En la tabla XV no se encuentran los valores para sección controlada por compresión, debido a que estos valores fueron dados en la sección 5.7 inciso 10.

La resistencia requerida U debe ser como mínimo igual al efecto de las cargas mayoradas en las siguientes ecuaciones:

$$U = 1,4(D + F_f) \quad (99)$$

$$U = 1,2D + 1,6L_l \quad (100)$$

$$U = 1,2(D + F_f) + 1,6(L_l + H) + 0,5(L_r \text{ ó } R_R) \quad (101)$$

$$U = 1,2D + 1,0L_l + 1,6(L_r \text{ ó } R_R) \quad (102)$$

$$U = 1,2D + 1,0L_l + 0,5(L_r \text{ ó } R_R) \quad (103)$$

$$U = 1,2D + 1,0L_l + 1,0C_E \quad (104)$$

$$U = 0,9D + 1,6H \quad (105)$$

$$U = 0,9D + 1,0C_E + 1,6H \quad (106)$$

Las ecuaciones presentadas fueron tomadas del código ACI 318 S-08, obviando cargas como la de nieve y viento, debido a que en Guatemala no nieva y el documento está enfocado a edificios bajos y robustos (poco afectados por el viento).

6.4. Disipador de energía en columna esbelta

En esta sección se propone la construcción de un sistema de disipación de energía símica para columnas esbelta. El sistema es ensayado a forma de probar su comportamiento.

6.4.1. Descripción e instalación del sistema

La columna se diseña de forma convencional, esto quiere decir que la carga axial máxima, momento máximo, carga axial y momento balanceados se encuentran en función de la sección transversal y la cuantía de acero de refuerzo longitudinal, se considera que el torón o cable no afecta el comportamiento de la columna. El refuerzo transversal se coloca como lo estipula el código ACI 318 S-08.

Figura 42. **Armadura de columna fabricada in situ**



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería Sección de Estructuras.

Para probar el funcionamiento del sistema propuesto se construyeron cuatro columnas con una longitud efectiva de 2,10 m y una altura total de 2,70 m; una sección transversal cuadrada de 400 cm². Dos columnas poseían armaduras prefabricadas con varillas de alta resistencia G70 ($f_y=70\ 000$ PSI) y estribos electro soldados distribuidos uniformemente a cada 20 cm, las columnas restantes tenían un armado tradicional fabricado *in situ*, el refuerzo transversal y longitudinal de G40 ($f_y=40\ 000$ PSI). El diseño de las columnas fabricadas *in situ* se presenta en la sección 6.4.2. En los extremos estos elementos poseían ménsulas, para que se provoque el efecto de flexión-compresión.

El torón deberá estar embebido dentro del concreto en sus extremos, la longitud embebida será correspondiente a 30 cm como mínimo. El resto del

torón estará libre dentro de un ducto plástico, el espacio ocupado por el ducto con el torón no deberán afectar el desempeño de la columna a compresión.

Figura 43. **Columna con cable**



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería Sección de Estructuras.

La sección del torón que se encuentre embebida en el concreto tendrá colocados chuchos para cable de 1/4", el propósito de los chuchos es mejorar la adherencia del torón al concreto, los chuchos estarán espaciados a 10 cm o 15 cm, se deberá de tomar en cuenta que el primer chucho, iniciando desde la orilla del apoyo del gato, puede llegar a topar con él, creando una falsa sensación de tensión en el cable.

Figura 44. **Chuchos para adherencia**



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería Sección de Estructuras.

El cable será tensado antes de ser fundida la columna, para que el cable quede tensado; y de este modo lograr que la columna retorne a su posición cuando esta quiera ceder a los esfuerzos de tensión. La tensión en el cable se realiza colocando el gato en la base, esté al empujar la base tensa el cable. Para que el cable no retorne se utilizan cuñas para pre-esfuerzo (ver figura 45); las cuñas son colocadas alrededor del cable y cuando el gato se descarga, se

introducen dentro de los cilindros huecos restringiendo el movimiento, de esta forma el esfuerzo deseado se mantiene durante la fundición y el fraguado.

Figura 45. **Cuñas para preesfuerzo**



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería Sección de Estructuras.

Figura 46. **Preesforzado del cable**



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería Sección de Estructuras.

6.4.2. Diseño de columna para el ensayo

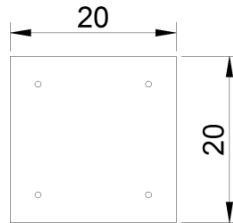
Se ratifica si la columna es esbelta, introduciendo los datos en la ecuación 75.

$$\frac{k l_u}{r} = \frac{1*2,10}{0,3*0,2} = 35 \quad (107)$$

La columna es esbelta ya que el factor de esbeltez es mayor a 22.

El diseño del refuerzo longitudinal y transversal de la columna es de acuerdo al código ACI 318 S-08. El Acero a utilizar será de G40 (2 800 kg/cm²) con concreto de 3 000 PSI (210 kg/cm²), el módulo de elasticidad del acero es de 2,04*10⁶ kg/cm².

Figura 47. **Sección de columna**



Fuente: elaboración propia.

$$A_g = 20 * 20 = 400cm^2 \quad (108)$$

$$A_{st} = 1\% * 400 = 4cm^2 \quad (109)$$

Se deberán utilizar 6 barras de acero de diámetro de 3/8", por lo tanto el área de acero a utilizar será de 4,26 cm²; y un recubrimiento de 3 cm.

Para poder observar con mayor detalle el comportamiento de la columna y no se sobre esfuerce la máquina de ensayos se utilizara una cuantía de acero menor a la indicada en el código ACI 318S-08. La columna utilizará los mismos materiales y dimensiones anteriormente descritas, se utilizará como refuerzo longitudinal 4 varillas de diámetro de 3/8".

- Cálculo de diagrama de interacción

$$A_g = 400cm^2$$

$$A_{st} = 2,84 cm^2$$

$$A_s = 1,42 cm^2$$

$$A'_s = 1,42 cm^2$$

- Carga axial

$$M_n = 0 \quad (110)$$

$$P_{n \max} = 0,80(0,85 * f'_c * A_g + A_s * f_y) \quad (111)$$

$$P_{n \max} = 0,80 * 79\,352 = 63\,481,6 \text{ kg} \quad (112)$$

- Condición balanceada

$$d = 20 - 3 = 17 \text{ cm} \quad (113)$$

$$C_b = \frac{d * 6\,115}{6\,115 + f_y} = \frac{17 \text{ cm} * 6\,115}{6\,115 + 2\,800 \text{ kg/cm}^2} = 11,66 \text{ cm} \quad (114)$$

$$a_b = \beta_1 C_b = 0,85 * 11,66 \text{ cm} = 9,91 \text{ cm} \quad (115)$$

$$\epsilon'_s = \frac{0,003}{C_b} * (C_b - d') = \frac{0,003}{11,66 \text{ cm}} * (11,66 \text{ cm} - 3 \text{ cm}) = 0,0022 \frac{\text{cm}}{\text{cm}} \quad (116)$$

$$f'_s = \epsilon'_s * E_s = 0,0022 \frac{\text{cm}}{\text{cm}} * 2,04 * 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 4\,545,39 \text{ kg/cm}^2 \quad (117)$$

$$f'_s \geq f_y \text{ usar } f_y$$

$$P_{nb} = C_c + C_s - T_s \quad (118)$$

$$C_c = 0,85 * f'_c * a_b * b = 0,85 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 9,91 \text{ cm} * 20 \text{ cm} = 35\,378 \text{ kg} \quad (119)$$

$$C_s = A'_s * f'_s = 1,42 \text{ cm}^2 * 2\,800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 3\,976 \text{ kg} \quad (120)$$

$$T_s = A_s * f_y = 1,42 \text{ cm}^2 * 2\,800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 3\,976 \text{ kg} \quad (121)$$

$$P_{nb} = 35\,378 \text{ kg} + 3\,976 \text{ kg} - 3\,976 \text{ kg} = 35\,378 \text{ kg} \quad (122)$$

$$M_{nb} = C_c * \left(\bar{y} - \frac{a}{2}\right) + C_s * (\bar{y} - d') + T_s * (d - \bar{y}) \quad (123)$$

$$M_{nb} = 35\,378 \text{ kg}(5,05 \text{ cm}) + 3\,976 \text{ kg}(7 \text{ cm}) + 3\,976 \text{ kg}(7 \text{ cm}) \quad (124)$$

$$M_{nb} = 234\,150,05 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{234\,150,05 \text{ kg} - \text{cm}}{35\,378 \text{ kg}} = 6,62 \text{ cm} \quad (125)$$

- Flexión pura

$$P_n = 0 \quad (126)$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{1,42 \text{ cm}^2 \cdot 2800 \text{ kg/cm}^2}{0,85 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 20 \text{ cm}} = 1,11 \text{ cm} \quad (127)$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{1,11 \text{ cm}}{0,85} = 1,31 \text{ cm} \quad (128)$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1,42 \text{ cm}^2 \cdot 2800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(17 \text{ cm} - \frac{1,11 \text{ cm}}{2} \right) \quad (129)$$

$$M_n = 65\,377,91 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Controla compresión

$$C > C_b \quad (130)$$

$$C = 13 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{0,003}{C_b} \cdot (d - C_b) = \frac{0,003}{13 \text{ cm}} \cdot (17 \text{ cm} - 13 \text{ cm}) = 0,00092 \frac{\text{cm}}{\text{cm}} \quad (131)$$

$$\varepsilon_y = f_y / E_s = 2800 \text{ kg/cm}^2 / 2,04 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2 = 0,0014 \frac{\text{cm}}{\text{cm}} \quad (132)$$

$$\varepsilon_s < \varepsilon_y \text{ usar } f_s$$

$$f_s = \varepsilon_s \cdot E_s = 0,00092 \frac{\text{cm}}{\text{cm}} \cdot 2,04 \cdot 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 1\,883,08 \text{ kg/cm}^2 \quad (133)$$

$$a = \beta_1 C_b = 0,85 \cdot 13 \text{ cm} = 11,05 \text{ cm} \quad (134)$$

$$P_n = C_c + C_s - T_s \quad (118)$$

$$C_c = 0,85 \cdot 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 11,05 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm} = 39\,448,50 \text{ kg} \quad (135)$$

$$C_s = 1,42 \text{ cm}^2 \cdot 2800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 3\,976 \text{ kg} \quad (136)$$

$$T_s = 1,42 \text{ cm}^2 \cdot 1\,883,08 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 2\,673,97 \text{ kg} \quad (137)$$

$$P_{nb} = 39\,448,50 \text{ kg} + 3\,976 \text{ kg} - 2\,673,97 \text{ kg} = 40\,750,53 \text{ kg} \quad (138)$$

$$M_{nb} = C_c \cdot \left(\bar{y} - \frac{a}{2} \right) + C_s \cdot (\bar{y} - d') + T_s \cdot (d - \bar{y}) \quad (123)$$

$$M_{nb} = 39\,448,50 \text{ kg}(4,48 \text{ cm}) + 3\,976 \text{ kg}(7 \text{ cm}) + 2\,673,97 \text{ kg}(7 \text{ cm}) \quad (139)$$

$$M_{nb} = 223\,081,82 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$e = \frac{M_n}{P_n} = \frac{223\,081,82 \text{ kg-cm}}{40\,750,53 \text{ kg}} = 5,47 \text{ cm} \quad (140)$$

- Controla tensión

$$C < C_b \quad (141)$$

$$C = 10 \text{ cm}$$

$$a = \beta_1 C_b = 0,85 * 10 \text{ cm} = 8,50 \text{ cm} \quad (142)$$

$$\varepsilon'_s = \frac{0,003}{C_b} * (C_b - d') = \frac{0,003}{10 \text{ cm}} * (10 \text{ cm} - 3 \text{ cm}) = 0,0021 \frac{\text{cm}}{\text{cm}} \quad (143)$$

$$f'_s = \varepsilon'_s * E_s = 0,0021 \frac{\text{cm}}{\text{cm}} * 2,04 * 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 4\,284 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (144)$$

$$f'_s \geq f_y \text{ usar } f_y$$

$$P_n = C_c + C_s - T_s \quad (118)$$

$$C_c = 0,85 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 8,05 \text{ cm} * 20 \text{ cm} = 30\,345 \text{ kg} \quad (145)$$

$$C_s = 1,42 \text{ cm}^2 * 2\,800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 3\,976 \text{ kg} \quad (146)$$

$$T_s = 1,42 \text{ cm}^2 * 2\,800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 3\,976 \text{ kg} \quad (147)$$

$$P_{nb} = 30\,345 \text{ kg} + 3\,976 \text{ kg} - 3\,976 \text{ kg} = 30\,345 \text{ kg} \quad (148)$$

$$M_{nb} = C_c * \left(\bar{y} - \frac{a}{2}\right) + C_s * (\bar{y} - d') + T_s * (d - \bar{y}) \quad (123)$$

$$M_{nb} = 30\,345 \text{ kg} (5,75 \text{ cm}) + 3\,976 \text{ kg} (7 \text{ cm}) + 3\,976 \text{ kg} (7 \text{ cm}) \quad (149)$$

$$M_{nb} = 230\,147,75 \text{ kg-cm}$$

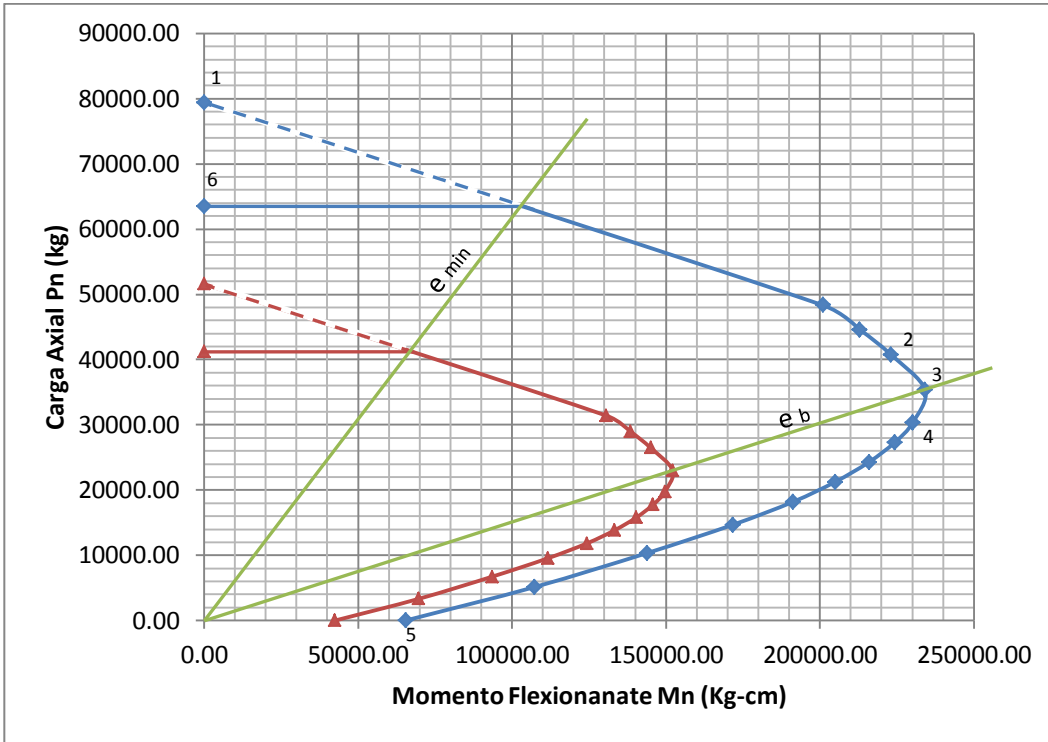
$$e = \frac{M_n}{P_n} = \frac{230\,147,75 \text{ kg-cm}}{30\,345 \text{ kg}} = 7,58 \text{ cm} \quad (150)$$

Tabla XVI. **Tabla resumen Carga Axial-Momento Flexionate, acero G40**

Punto	Condición	P_n (kg)	M_n (kg – cm)	ϕP_n (kg)	ϕM_n (kg – cm)	e (cm)
1	Carga axial	79 352,00	0,00	51 578,80	0,00	-
6	Carga axial máxima	63 481,60	0,00	41 263,04	0,00	-
		48 334,78	200 943,98	31 417,61	130 613,59	4,16
		44 596,77	212 923,75	28 987,90	138 400,44	4,77
2	Controla compresión	40 750,53	223 081,82	26 487,85	145 003,18	5,47
3	Falla balanceada	35 384,35	234 150,05	22 999,83	152 197,53	6,62
4	Controla tensión	30 345,00	230 147,75	19 724,25	149 596,04	7,58
		27 310,50	224 306,34	17 751,83	145 799,12	8,21
		24 276,00	215 885,60	15 779,40	140 325,64	8,89
		21 241,50	204 885,54	13 806,98	133 175,60	9,65
		18 207,00	191 306,15	11 834,55	124 349,00	10,51
		14 672,66	171 648,56	9 537,23	111 571,56	11,70
		10 334,60	143 785,60	6 717,49	93 460,64	13,91
		5 127,50	107 260,04	3 332,88	69 719,024	20,92
5	Flexión pura	0,00	65 377,91	0,00	42 495,644	-

Fuente: elaboración propia con base en resultados de cálculo.

Figura 48. Diagrama de Interacción P-M, columna con acero G40



Fuente: elaboración propia con base en resultados de cálculo.

- Cálculo de estribos

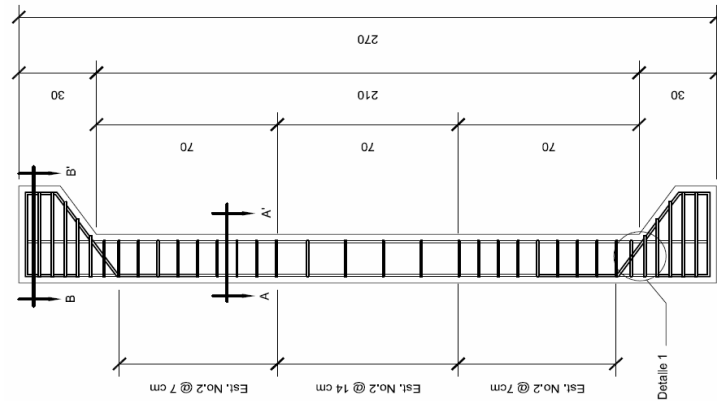
$$16\text{diametro}_{\text{longitudinal}} = 16(0,71) = 15,2 \text{ cm} \quad (151)$$

$$48\text{diametro}_{\text{estribo}} = 48(0,64) = 30,72 \text{ cm} \quad (152)$$

$$\text{dimension menor} = 20 \text{ cm} \quad (153)$$

Se colocaran veintidós estribos a lo largo de una distancia de 2,10 m, esta distancia se medirá a partir del inicio de la ménsula. Los estribos deberán estar espaciados a cada 7 cm a $l/3$ en los extremos; y al centro un espaciamiento de 14 cm.

Figura 49. Detalle de columna en centímetros



Fuente: elaboración propia.

Tabla XVII. Tabla resumen Carga Axial-Momento Flexionate, columna con acero G70

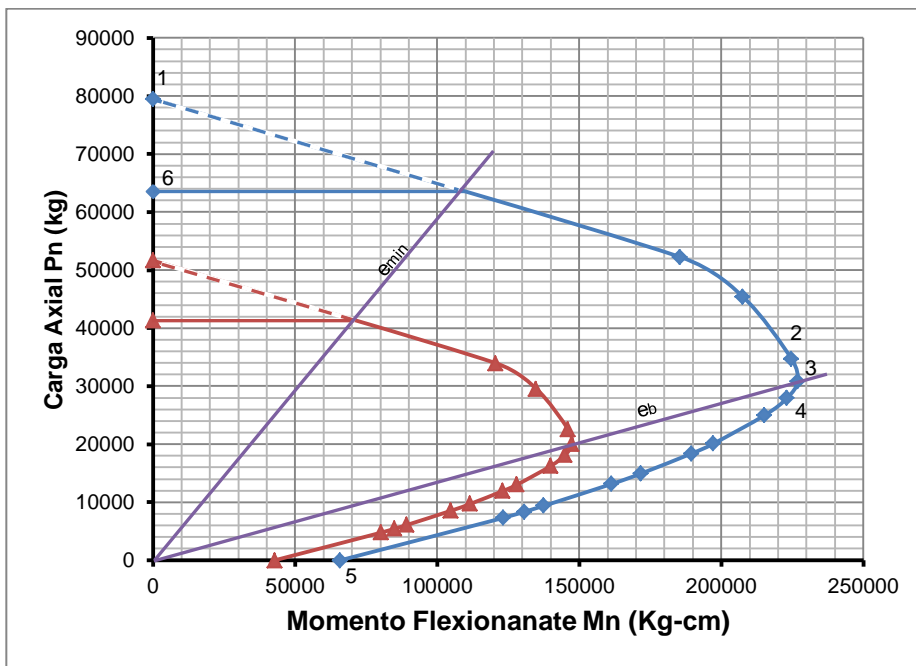
Punto	Condición	P_n (kg)	M_n (kg - cm)	ϕP_n (kg)	ϕM_n (kg - cm)	e (cm)
1	Carga axial	79 413,02	0,00	51 618,46	0,00	-
6	Carga axial máxima	63 530,41	0,00	41 294,77	0,00	-
		52 247,15	18 5591,44	33 960,65	120 634,44	3,55
		45 422,01	20 7574,23	29 524,30	134 923,25	4,57
		34 668,73	22 4812,35	22 534,67	146 128,03	6,48
2	Controla compresión	30 864,33	22 6939,54	20 061,82	147 510,70	7,35
3	Falla balanceada	27 969,71	22 3212,68	18 180,31	145 088,25	7,98
4	Controla tensión	25 010,18	21 5364,02	16 256,62	139 986,61	8,61
		20 081,67	19 7193,81	13 053,08	128 175,98	9,82
		18 400,19	18 9576,92	11 960,12	123 225,00	10,30
		14 947,64	17 1781,57	9 715,97	111 658,02	11,49
		13 158,66	16 1477,70	8 553,13	104 960,50	12,27

Continuación de la tabla XVII.

		9 376,91	13 7508,90	6 094,99	89 380,78	14,66
		8 369,20	13 0677,78	5 439,98	84 940,56	15,61
		7 325,91	12 3436,37	4 761,84	80 233,64	16,85
5	Flexión pura	0,00	6 5862,44	0,00	42 810,59	-

Fuente: elaboración propia con base en resultados de cálculo.

Figura 50. Diagrama de Interacción P-M, columna con acero G70



Fuente: elaboración propia con base en resultados de cálculo.

6.4.3. Ensayo del sistema columna dúctil

Para poder probar el sistema bajo carga fue necesaria una serie de pruebas destructivas, los resultados que se obtuvieron fueron tabulados y analizados. Se prestan los análisis y la descripción del ensayo realizado.

6.4.3.1. Descripción del ensayo

En el Centro de Investigaciones de Ingeniería (CII) en la Sección de Estructuras, las columnas fueron ensayadas a los veintiocho días de fabricación. Los elementos se ensayaron a compresión y para crear el efecto de flexión-compresión la carga se aplicó sobre la ménsula, debido que al aplicar la carga de forma excéntrica se somete a la columna a un momento.

Figura 51. **Columna carga excéntricamente**



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería Sección de Estructuras.

Equipo:

Deformímetro de 0 – 50 mm de rango 0,01 mm

Máquina universal hidráulica de rango 500 lb (226 796 kg)

Figura 52. **Deformímetro de rango de 0,01 mm**



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería Sección de Estructuras.

Figura 53. **Escala y bomba de máquina hidráulica**



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería Sección de Estructuras.

Se utilizó la máquina universal hidráulica del CII. Se centró y niveló la columna en la máquina. Se colocó neopreno entre la superficie de la columna y la máquina, de manera que las irregularidades en la superficie no afectaran el ensayo. Se localizó al centro del elemento, medido desde la base, un deformímetro para medir la deflexión debida al pandeo.

La distancia entre el eje de carga y el centro geométrico (excentricidad) de la columna corresponde a 6,62 cm para columnas de acero G40 y 8 cm para columnas con acero G70. Una vez colocada la columna se procedió a cargar el elemento, la carga en la columna fue aumentada de forma constante de 5 000 lb en 5 000 lb (2 267,96 kg) desde cero hasta llegar a la carga de falla. Después de ser llevadas las columnas al punto de falla se descargaron de forma constante hasta llegar a cero, de modo que se consiguiera obtener medir la deformación permanente del elemento.

Figura 54. **Colocación de la muestra**



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería Sección de Estructuras.

6.4.3.2. Resultados del ensayo

De la tabla XVIII a la XXI se muestran los valores de las cargas con sus respectivas deformaciones debida al pandeo. El signo que antecede a las deformaciones indica hacia donde se deforma la columna, hacia la izquierda (-) y derecha (+).

Los datos de la columna 1 corresponden a una columna compuesta de 4 barras de acero longitudinal G70 con estribos espaciados a 20 cm, sin torón.

Figura 55. **Columna 1, sin torón**



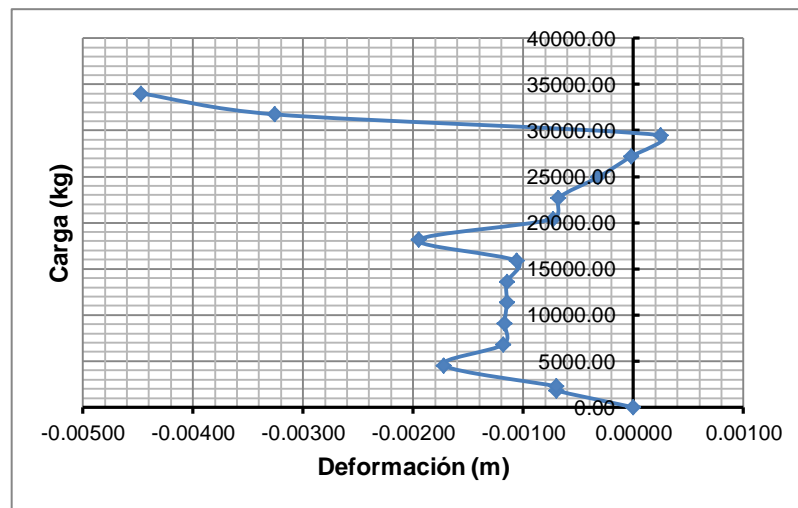
Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería Sección de Estructuras.

Tabla XVIII. Datos columna 1, sin torón

No.	Carga Aplicada (kg)	Deformación de Pandeo (m)	No.	Carga Aplicada (kg)	Deformación de Pandeo (m)
1	0,00	0,00000	10	18 143,70	-0,00195
2	1 814,37	-0,00070	11	20 411,66	-0,00073
3	2 267,96	-0,00070	12	22 679,62	-0,00068
4	4 535,92	-0,00172	13	24 947,58	-0,00032
5	6 803,89	-0,00118	14	27 215,54	-0,00002
6	9 071,85	-0,00117	15	29 483,51	0,00025
7	11 339,81	-0,00115	16	31 751,47	-0,00326
8	13 607,77	-0,00115	17	34 019,43	-0,00447
9	15 875,73	-0,00106			

Fuente: elaboración propia con base en resultados de ensayo.

Figura 56. Carga deformación de pandeo, columna 1



Fuente: elaboración propia con base en resultados de ensayo.

El elemento presento una falla por compresión a una carga de 29 483,51 kg (65 000 lb) con una deformación de pandeo de 0,25 mm. Esta falla fue debida al espaciamiento de los estribos. La falla se presentó debajo de la ménsula superior, lo que indica que se concentraron esfuerzo de compresión; esta parte es análoga a la parte de la columna que se localiza debajo de la viga en un marco estructural. En las figuras 57 y 58 se puede apreciar que la columna no lleo a presentar fisuración considerables en la parte dominada por tensión.

Figura 57. **Falla por compresión**



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería Sección de Estructuras.

Figura 58. **Columna 1 fallada**



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería Sección de Estructuras.

La columna 2 poseía 4 barras de acero longitudinal G70 con estribos espaciados a 20 cm, con torón.

Tabla XIX. Datos columna 2, con torón

No.	Carga Aplicada (kg)	Deformación por Pandeo (m)
1	0,00	0,00000
2	680,39	0,00258
3	2 267,96	0,00275
4	4 535,92	0,00343
5	6 803,89	0,00371
6	9 071,85	0,00384
7	11 339,81	0,00393
8	13 607,77	0,00394
9	15 875,73	0,00410
10	18 143,70	0,00425
11	20 411,66	0,00445
12	22 679,62	0,00469
13	24 947,58	0,00493
14	27 215,54	0,00460
15	29 483,51	0,00535
16	31 751,47	0,00550
17	30 844,28	0,00663
18	34 019,43	0,00681
19	36 287,39	0,00720
20	24 267,19	0,02372
21	22 679,62	0,02449
22	13 607,77	0,02301
23	9 071,85	0,02330
24	6 803,89	0,02257
25	4 535,92	0,02283
26	2 267,96	0,02158
27	0,00	0,02096
28	0,00	0,01978

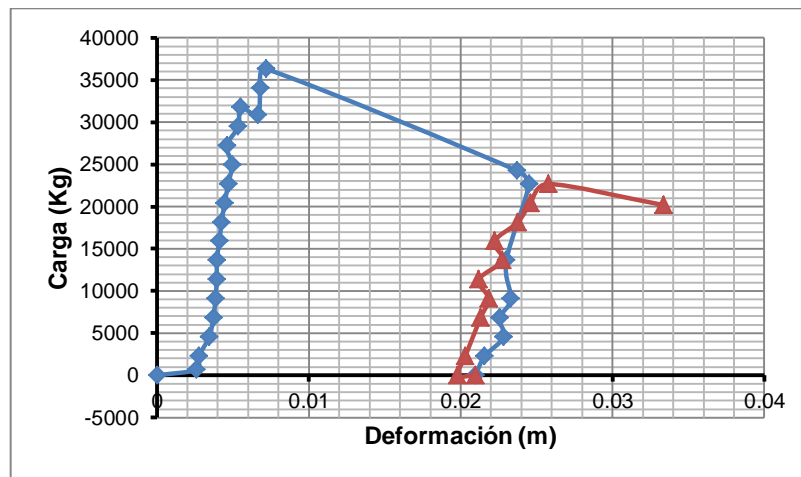
Continuación de tabla XIX.

29	2 267,96	0,02030
30	6 803,89	0,02130
31	9 071,85	0,02184
32	11 339,81	0,02119
33	13 607,77	0,02274
34	5 875,73	0,02223
35	18 143,70	0,02376
36	20 411,66	0,02459
37	22 679,62	0,02577
38	20 184,86	0,03335

Fuente: elaboración propia con base en resultados de ensayo.

En la figura 59 se presenta el historial del comportamiento de la columna dos que corresponde a un ciclo de carga y descarga (marcadores de rombo); y una de carga (marcadores de triángulo).

Figura 59. **Carga deformación de pandeo, columna 2**



Fuente: elaboración propia con base en resultados de ensayo.

Al igual que la columna 1 esta presento una falla por compresión debido al espaciamiento de los estribos, la carga de falla corresponde a 31 751,47 kg (70 000 lb) con y una deformación de 5,50 mm. En esta muestra la falla se presentó a 1,85 m medidos desde la base de la columna. Esto indica que la parte afecta está comprendida entre el tercio superior de la columna, lo que afirma que los tercios superior e inferior de la columna deben ser confinados.

Al observar el historial de carga de las columnas 1 y 2 se aprecia que la columna 2 (con torón) presenta una variación de deformaciones más consistentes, lo que se puede representar como un pandeo más estable. La carga que el elemento logra resistir después de pasar la carga de falla presenta una deformación más pequeña. La deformación después de la carga de falla en la columna 1 (sin torón) es de 4,72 mm y la columna 2 la deformación es de 1,70 mm. Lo que indica que al introducir el torón y esforzar más allá de la carga de falla la columna presenta menos deformación. Este elemento si presento fisuras en la parte dominada por tensión.

Figura 60. Falla por compresion en columna 2



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería Sección de Estructuras.

Figura 61. **Fallas por tensión en columna 2**



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería Sección de Estructuras.

Figura 62. **Columna 2 fallada**



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería Sección de Estructuras.

La columna 3 comprendía 4 barras de acero longitudinal G40 con estribos con confinamiento a $L/3$, esta muestra no posee torón.

Figura 63. **Columna 3, sin torón**



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería Sección de Estructuras.

Tabla XX. Datos columna 3, sin torón

No.	Carga Aplicada (kg)	Deformación por Pandeo (m)
1	0,00	0,00000
2	2 267,96	-0,00031
3	4 535,92	-0,00031
4	6 803,89	-0,00032
5	9 071,85	-0,00032
6	11 339,81	-0,00030
7	13 607,77	-0,00022
8	15 875,73	-0,00016
9	18 143,70	-0,00188
10	17 236,51	-0,00185
11	18 143,70	-0,00185
12	20 411,66	-0,00188
13	22 679,62	-0,00112
14	20 865,25	0,00112
15	19 504,47	0,00954
16	22 226,03	0,01830
17	22 226,03	0,01860
18	18 824,08	0,01901
19	18 143,70	0,01904
20	15 875,73	0,01910
21	13 607,77	0,01912
22	11 339,81	0,01917
23	9 071,85	0,01919
24	6 803,89	0,01926
25	4 535,92	0,01928
26	0,00	0,01945

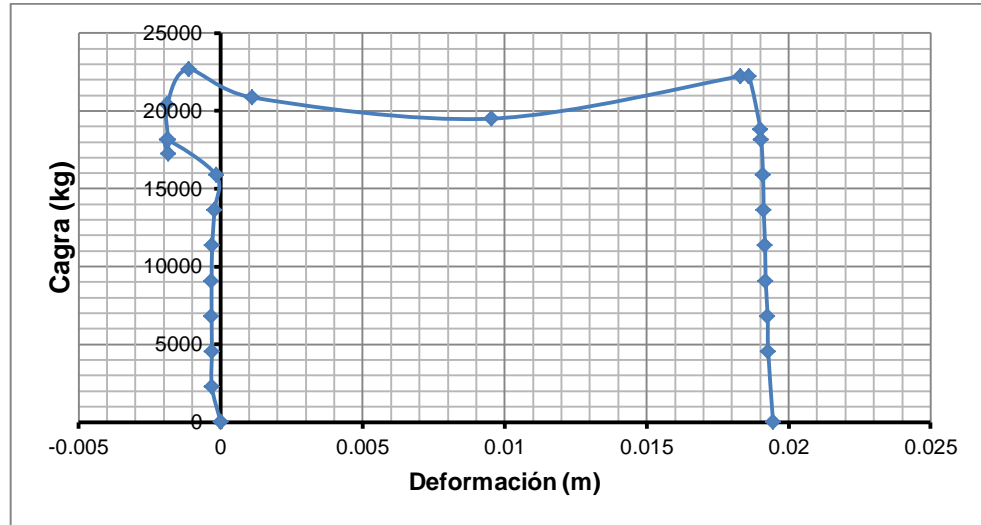
Fuente: elaboración propia con base en resultados de ensayo.

En la figura 64 se muestra se muestra el historial (un ciclo completo) de la muestra de estudio. Donde la falla se presenta a los 22 679,62 kg (50 000 lb) con una deformación de pandeo de 11,20 mm. La falla que presenta esta muestra es por tensión, por tanto el acero si llego a fluir. La deformación permanente de la columna es de 19,45 mm. La deformación aumenta de forma proporcional hasta el punto 8 a partir de esté la deformación incrementa de una forma significativa. En la descarga se presenta un aumento de la deformación constante.

En la fase de carga al presentarse una fuerza de 22 226,03 kg(49 000 lb) se presentó aplastamiento en la base de la columna.

La columna presento fallas por tensión del lado izquierdo y por compresión del lado derecho, las fallas se localizaron debajo de la ménsula de similar forma que la columna 1. Esto implica que en el tercio superior de la columna debajo de la ménsula se presentan mayores esfuerzos, esto es análogos al nudo de una viga y columna.

Figura 64. **Carga deformación de pandeo, columna 3**



Fuente: elaboración propia con base en resultados de ensayo.

Figura 65. **Aplastamiento en base de columna 3**



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería Sección de Estructuras.

Figura 66. **Fallas por tensión y compresión en columna 3**



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería Sección de Estructuras.

Figura 67. **Columna 3 fallada**



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería Sección de Estructuras.

La columna 4 estaba armada por 4 barras de acero longitudinal G40 con estribos de confinamiento a L/3, esta muestra poseía torón. La columna 4 al igual que la columna 2 posee un ciclo de carga y descarga (marcador de rombo); y otro ciclo solamente de carga (marcador de triángulo).

Figura 68. **Columna 4, con torón**



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería Sección de Estructuras.

Tabla XXI. **Datos columna 4, con torón**

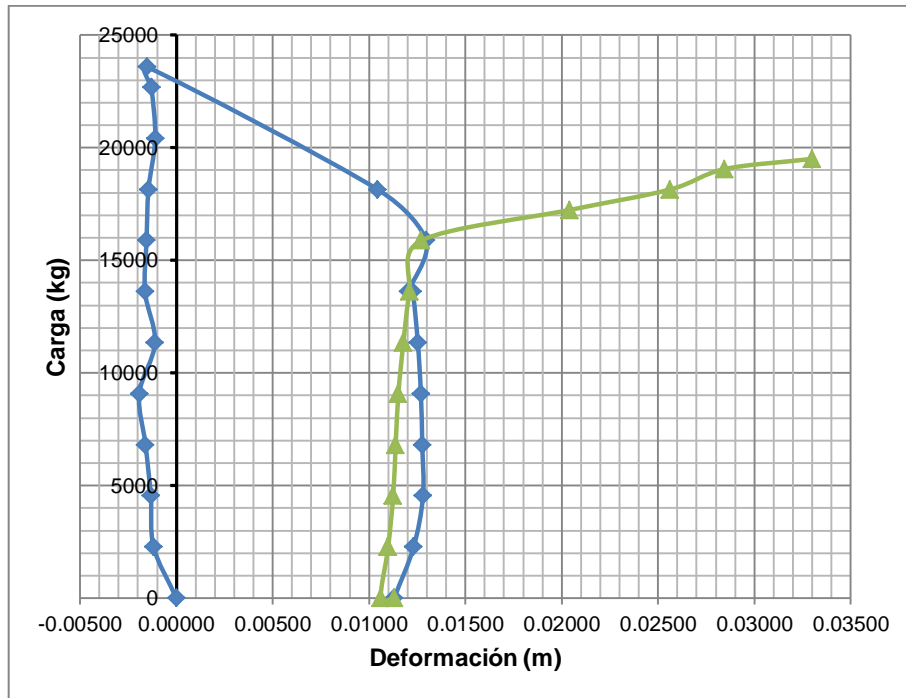
No.	Carga Aplicada (kg)	Deformación Por Pandeo (m)
1	0,00	0,00000
2	2 267,96	-0,00118
3	4 535,92	-0,00133
4	6 803,89	-0,00160
5	9 071,85	-0,00193

Continuación de tabla XXI.

6	11 339,81	-0,00111
7	13 607,77	-0,00163
8	15 875,73	-0,00155
9	18 143,70	-0,00145
10	20 411,66	-0,00110
11	22 679,62	-0,00130
12	23 586,80	-0,00153
13	18 143,70	0,01045
14	15 875,73	0,01296
15	13 607,77	0,01202
16	13 607,77	0,01226
17	11 339,81	0,01253
18	9 071,85	0,01269
19	6 803,89	0,01276
20	4 535,92	0,01280
21	2 267,96	0,01231
22	0,00	0,01130
23	0,00	0,01061
24	2 267,96	0,01099
25	4 535,92	0,01125
26	6 803,89	0,01138
27	9 071,85	0,01152
28	11 339,81	0,01178
29	13 607,77	0,01210
30	15 875,73	0,01270
31	17 236,51	0,02040
32	18 143,70	0,02561
33	19 050,89	0,02845
34	19 504,47	0,03300

Fuente: elaboración propia con base en resultados de ensayo.

Figura 69. Carga deformación de pandeo, columna 4



Fuente: elaboración propia con base en resultados de ensayo.

La columna 4 al igual que la columna 3 presentó falla por tensión, lo que indica que el acero a tensión sí fluyó. La falla se presentó a 23 586,80 kg (52 000 lb) a una deflexión de 1,53 mm. El historial presenta una deformación más consistente desde el inicio hasta la carga de falla en comparación a la columna 3. El historial de descarga presenta una disminución lenta de las deflexiones, por lo que se puede apreciar que la columna tiende a recuperarse, a diferencia de la columna sin torón (columna 3) que su deflexión era creciente. Se observa que la diferencia de deformaciones permanentes entre la columna 3 y 4 es de 8,34 mm.

Figura 70. **Fisuras en columna debida a las cargas**



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería Sección de Estructuras.

Figura 71. **Descascaramiento y agrietamiento**



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería Sección de Estructuras.

En las figuras 70 y 71 se aprecia como las pequeñas fisuras iniciales, al aumentar la carga se transforman en descascaramiento (parte sometida a compresión) y grietas (parte sometida a tensión). Esto provoca una pérdida en la rigidez de la columna, debido a que varía la sección de la columna.

Figura 72. **Columna 4 fallada**



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería Sección de Estructuras.

Figura 73. **Deformación permanente y colapso del elemento**



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería Sección de Estructuras.

Figura 74. **Falla de compresión**



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería Sección de Estructuras.

Figura 75. **Falla de flexión**



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería Sección de Estructuras.

En las figuras 74 y 75 se puede apreciar ambos lados de la columna. En la primera se observa una falla por compresión del concreto y su refuerzo, se observa como los estribos sujetan al núcleo y evita una deformación exagerada del acero. En la figura 75 se muestra una falla típica por flexión, en la que el acero fluye y las grietas quedan totalmente expuestas.

CONCLUSIONES

1. Se logró reunir en el documento los conceptos generales sobre sismos, análisis estructural, respuesta estructural y vibraciones; presentándolos de una forma clara y sencilla para el lector.
2. Proporcionándole columnas esbeltas en los bordes a una estructura se obtiene un buen valor de período aproximado, lo que indica que al colocar estas columnas se puede mejorar la respuesta estructural a la solicitud de un sismo.
3. Es viable la utilización de la ecuación 12.8-9 del código ASCE 7 aplicada a marcos estructurales, como alternativa en el cálculo del período aproximado, ya que esta toma en cuenta la forma de la columna, la cantidad que existen por nivel y la forma del edificio.
4. Cuando se varía la forma de una columna esbelta cuadrada a una rectangular, el período que corresponde a la parte larga de la columna presenta una reducción significativa.
5. Introduciendo el torón en la columna se le provee de ductilidad, lo que ayuda a reducir las deformaciones por flexión-compresión del elemento después de que este ha perdido rigidez y resistencia por la fisuración. También se reducen las deformaciones permanentes que se pueden ocasionar.

6. Agregando las columnas esbeltas con torón en los bordes y teniendo columnas cortas en el centro, se le agrega mayor ductilidad a la estructura y por lo tanto mejora la capacidad de deformación, sin despreciar el aporte que da la rigidez a la atenuación de los sismos.

7. Se logró estudiar el comportamiento de una estructura al colocarle columnas esbeltas en los bordes por medio del período, también se logró reunir la información deseada para poder introducir al lector en la teoría de vibraciones y disipación de energía.

RECOMENDACIONES

1. Se deberá aumentar la tensión en el torón de un 10% a 20% de su resistencia, para que se tengan mejores valores de deformación permanente.
2. Proveer el confinamiento adecuado en los extremos de las columnas para evitar fallas por compresión súbitas y mejorar la ductilidad del refuerzo de acero.
3. Procurar colocar columnas esbeltas rectangulares en el perímetro de la estructura y columnas circulares en el interior de la estructura. Así de esta forma se mejora el comportamiento de la estructura para solicitudes de carga de sismo y verticales.
4. Utilizar como parámetro de comparación la ecuación 3-3A del código SEAOC, cuando se utilice la ecuación 12.8-9 del código ASCE 7-05 aplicada a columnas.

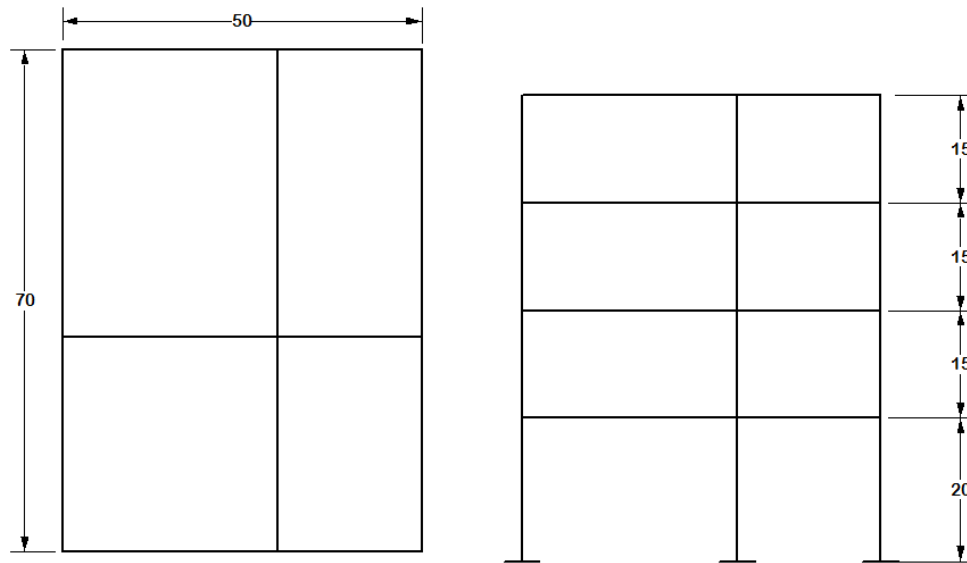
BIBLIOGRAFÍA

1. American Society of Civil Engineers. *Minimum design loads for buildings and other structures (ASCE 07-05)*. Edition 2005. United States of America: ASCE, 2005. 417 p.
2. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Normas de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la República de Guatemala*. Serie de manual No. 2 (NSE 2-10). Guatemala: AGIES, 2010. 70 p.
3. ELNASHAI, Amr S.; DI SARNO, Luigi. *Fundamentals of earthquake engineering*. United Kingdom: John Wiley & Sons, 2008. 372 p.
4. GARCÍA REYES, Luis Enrique. *Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico*. 2ª ed. Colombia: Universidad de los Andes, 1999. 585 p.
5. Instituto Americano del Concreto. *Requisitos de reglamento para concreto estructural y comentarios (ACI 318S-08)*. México: ACI, 2008. 520 p.
6. International Code Council. *International Building Code 2003*. United States of America: International Code Council, 2003. 545 p.
7. McCORMAC, Jack C. *Diseño de concreto reforzado*. 4ª ed. México: Alfaomega, 2002. 729 p.

8. Organización Panamericana de la Salud. *Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud*. Estados Unidos: OPS/OMS, 1999. 128 p.
9. PAZ, Mario. *Dinámica estructural, teoría y práctica*. España: Reverté, 1992. 648 p.
10. PYTEL, Andrew; SINGER, Ferdinand L. *Resistencia de materiales*. 4ª ed. México: Harlam, 1994. 613 p.
11. SAAVEDRA A., Ramiro. *Respuesta sísmica a sistemas lineales*. [en línea]. [ref. 20 mayo 2011]. Disponible en Web:
<http://www.umss.edu.bo/epubs/etexts/downloads/19/cap_VIII.htm>.
12. SAAVEDRA A., Ramiro. *Vibración libre*. [en línea]. [ref. 12 junio 2011]. Disponible en Web:
<http://www.umss.edu.bo/epubs/etexts/downloads/19/cap_IV.htm>.
13. Structural Engineers Association of California. *Recommend Lateral Force Requirements and Commentary*. United States of America: SEAOC, 1975. 15 p.

APÉNDICES

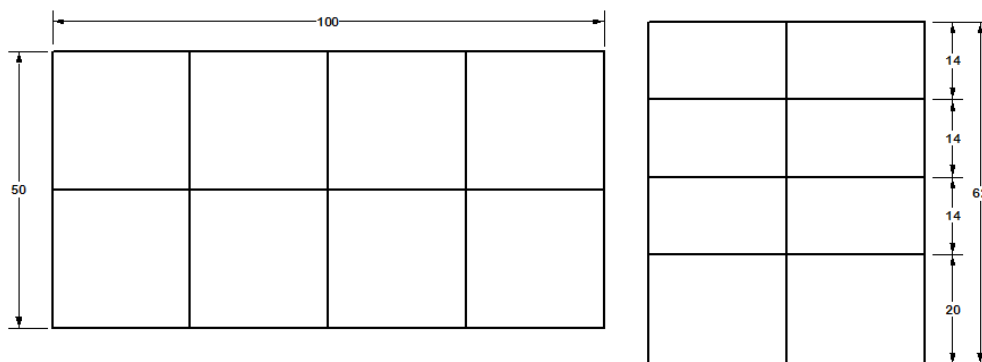
Edificio A



PLANTA EN PIES

ELEVACION EN PIES

Edificio B

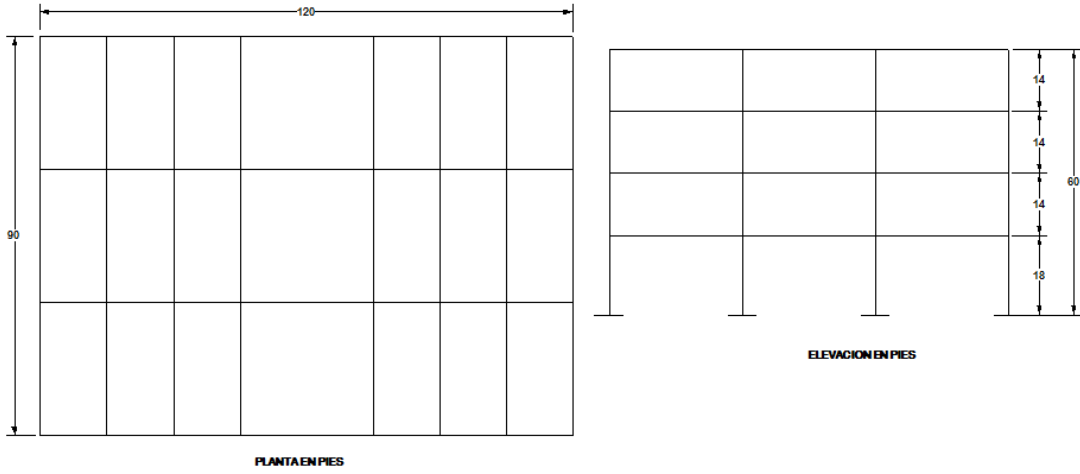


PLANTA EN PIES

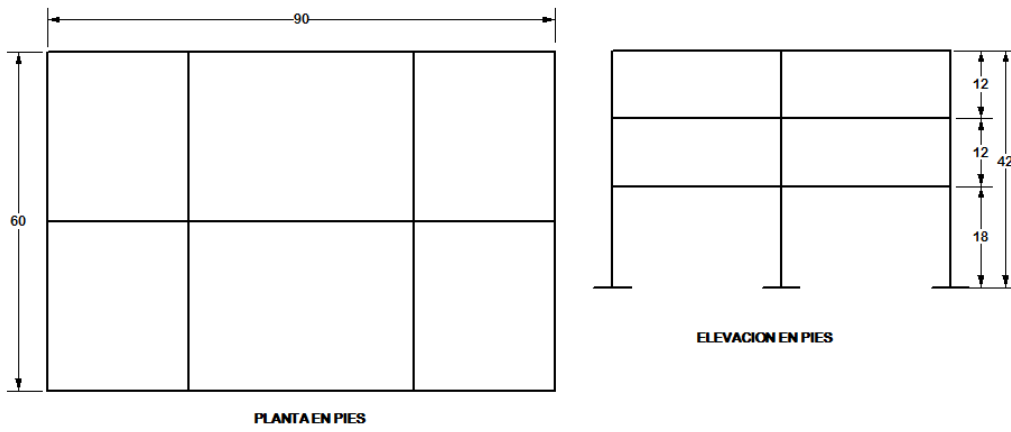
ELEVACION EN PIES

Fuente: elaboración propia.

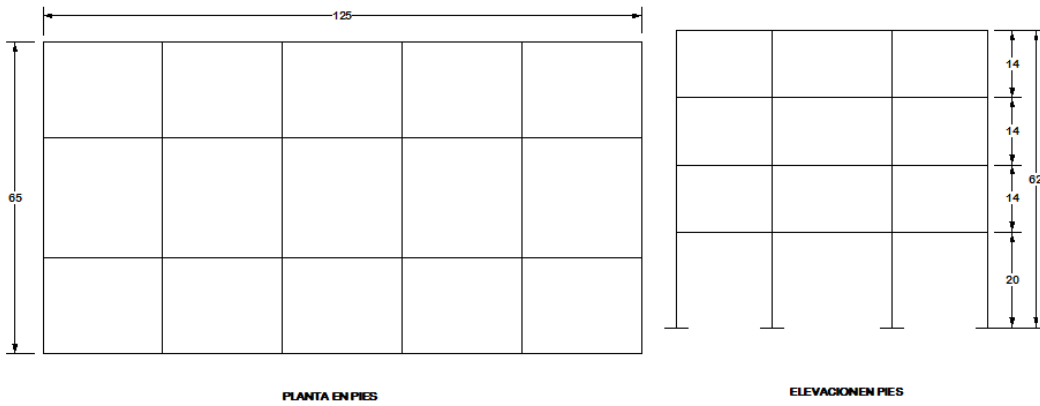
Edificio C



Edificio D

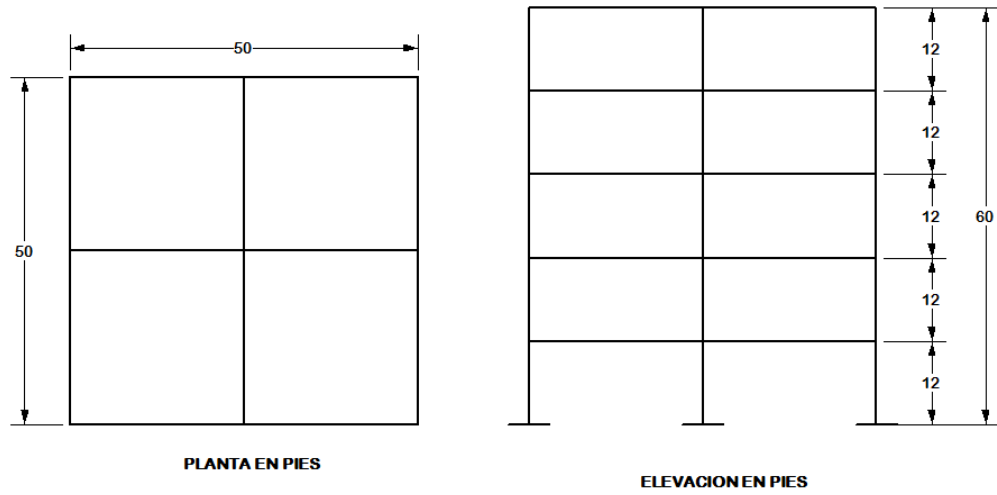


Edificio E

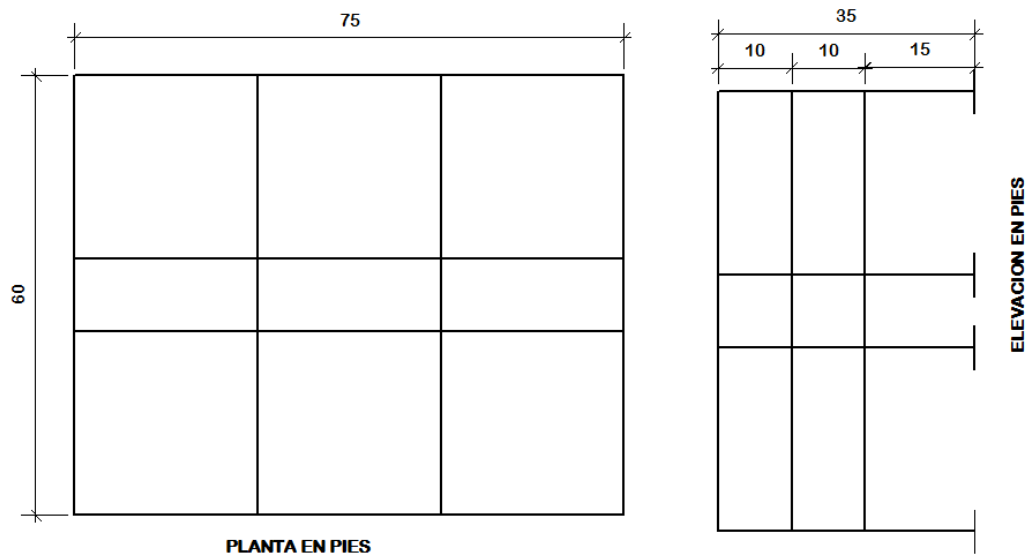


Fuente: elaboración propia.

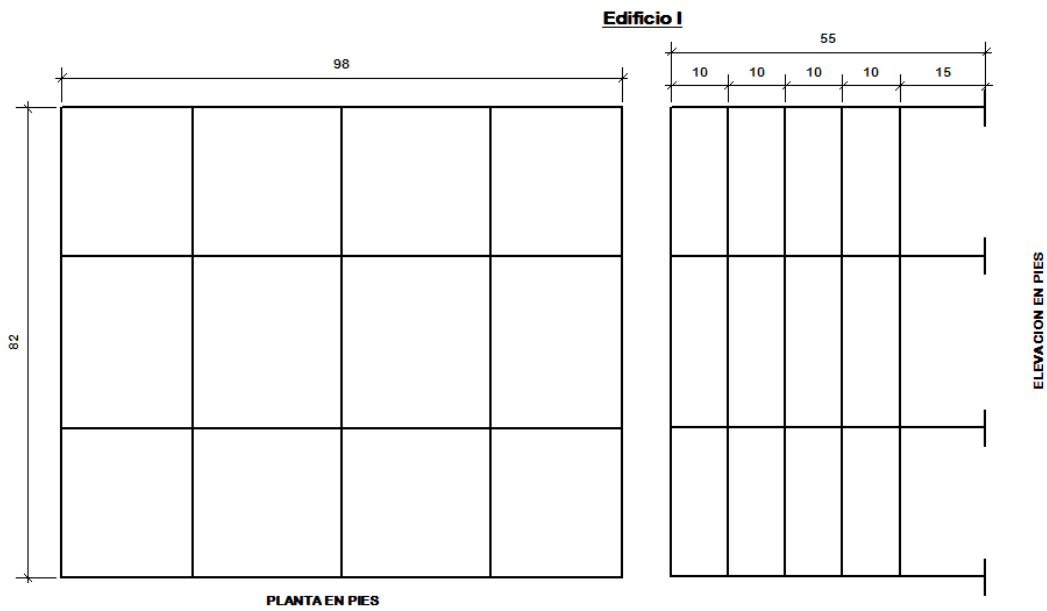
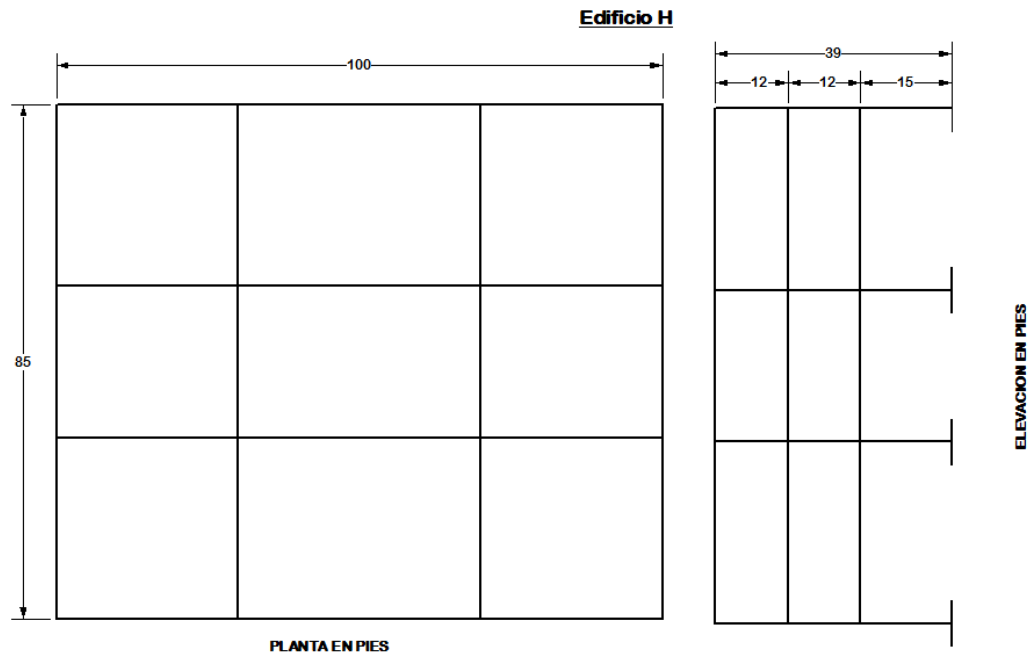
Edificio F



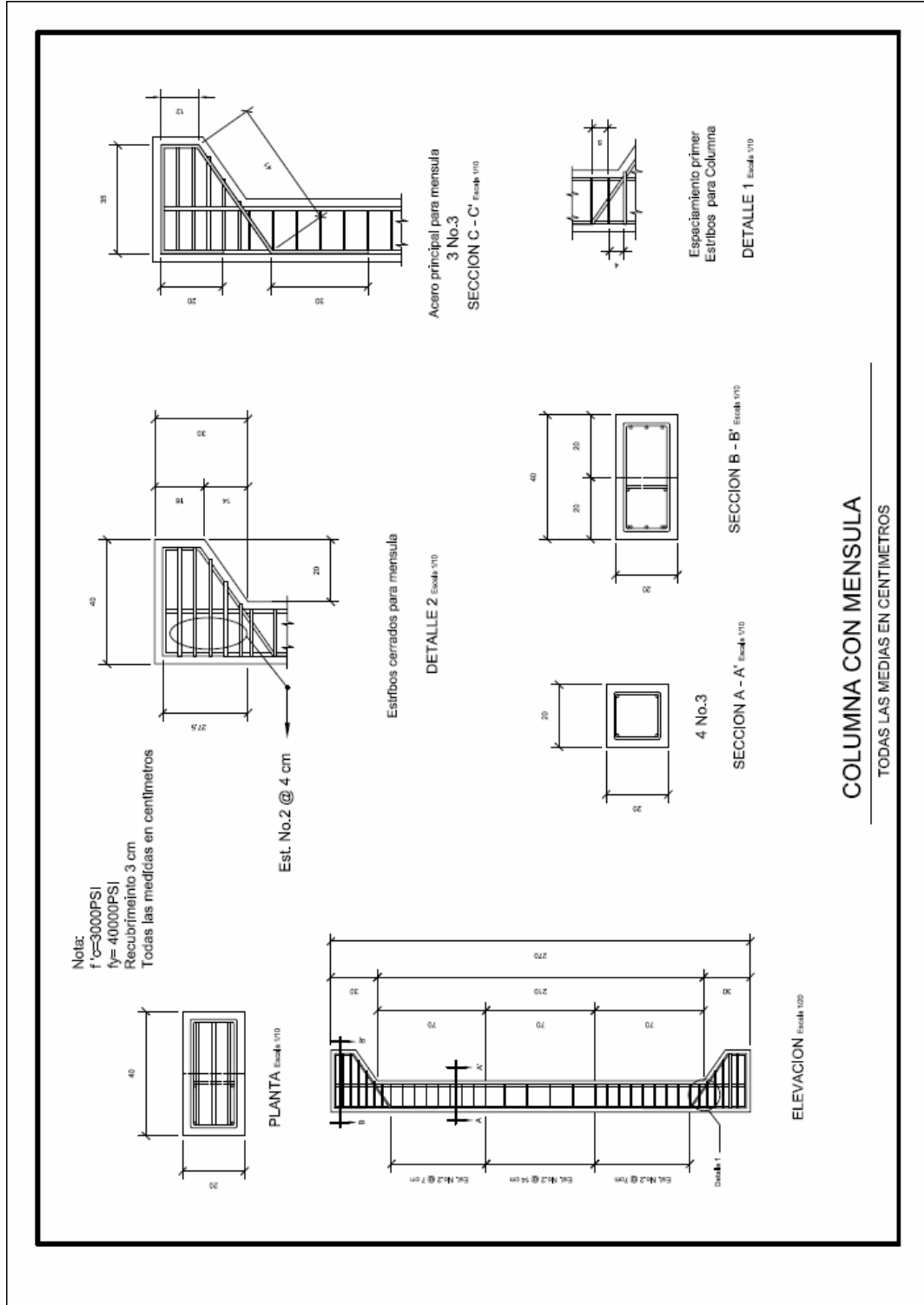
Edificio G



Fuente: elaboración propia.



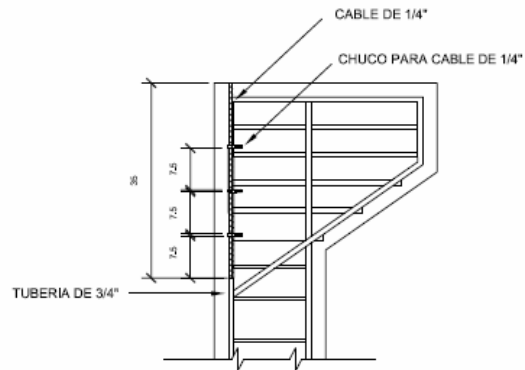
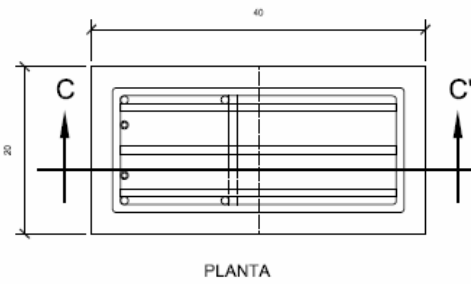
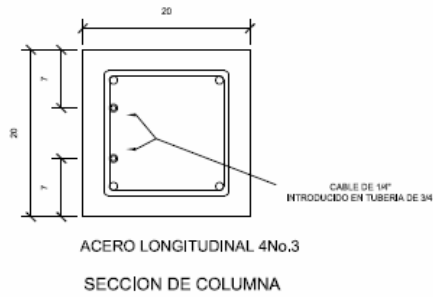
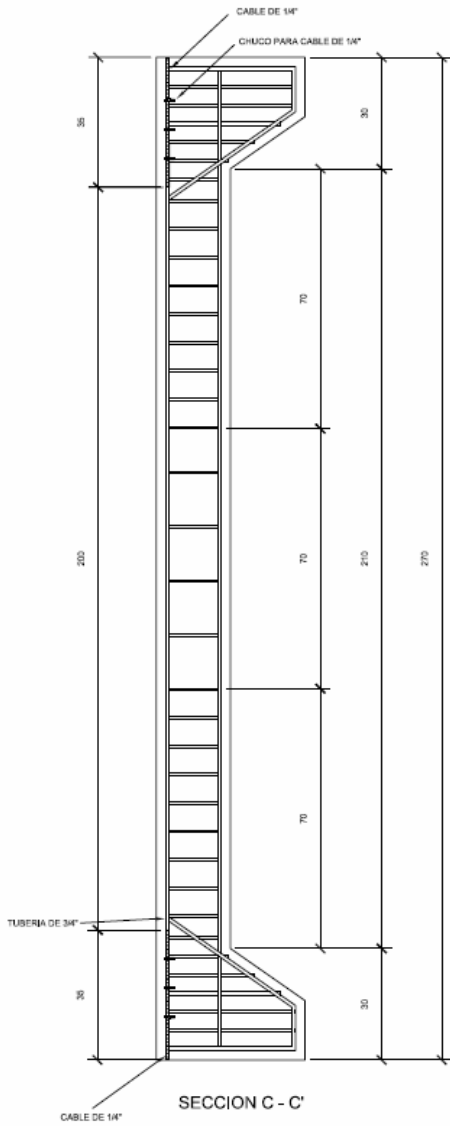
Fuente: elaboración propia.



Fuente: elaboración propia.

EL ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS Y ARMADO SERA IGUAL A COLUMNA CON MENSULA

Nota:
 $f'_c=3000\text{PSI}$
 $f_y= 40000\text{PSI}$
 Recubrimiento 3 cm
 Todas las medidas en centímetros



COLUMNA CON MENSULA Y CABLE

Fuente: elaboración propia.

ANEXOS

GUÍA PARA CLASIFICACIÓN DE SITIO

Clase de Sitio		V_{ps} todo el perfil	N_p todo el perfil	N_{nc} sector no-cohesivo	S_{uc} sector cohesivo
AB	Roca	750 m/s	No aplica	No aplica	No aplica
C	Suelo muy denso o roca suave	750 a 360 m/s	≥ 30	≥ 30	> 200 kPa
D	Suelo firme y rígido	360 a 180 m/s	30 a 5	30 a 5	200 a 50 kPa
E	Suelo suave	< 180 m/s	≤ 5	≤ 5	< 50 kPa
		Cualquier perfil de suelo con un estrato de 3.0 m o más con índice de plasticidad $IP > 20$; humedad $w \geq 40\%$ y $Suc < 25$ kPa			
F	Suelo con problemas especiales	Véase NSE 2.1 Capítulo 5			

Fuente: AGIES NSR 2-10. p. 21.

Listado de amenaza sísmica por municipio

No.	Municipio	Departamento	I _o	S _{cr}	S _{tr}
1	Acatenango	Chimaltenango	4	1.65 g	0.60 g
2	Agua Blanca	Jutiapa	3b	1.10 g	0.43 g
3	Aguacatán	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
4	Almolonga	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
5	Alotenango	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
6	Amatitlán	Guatemala	4	1.65 g	0.60 g
7	Antigua Guatemala	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
8	Asunción Mita	Jutiapa	4	1.30 g	0.50 g
9	Atescatempa	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
10	Ayutla	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
11	Barberena	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
12	Cabañas	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
13	Cabricán	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
14	Cajola	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
15	Camotán	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
16	Canillá	Quiché	4	1.30 g	0.50 g
17	Cantel	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
18	Casillas	Santa Rosa	4	1.50 g	0.55 g
19	Catarina	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
20	Chahal	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
21	Chajul	Quiché	3b	1.10 g	0.43 g
22	Champerico	Retalhuleu	4	1.65 g	0.60 g
23	Chiantla	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
24	Chicacao	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
25	Chicamán	Quiché	3b	1.10 g	0.43 g
26	Chiché	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
27	Chichicastenango	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
28	Chimaltenango	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
29	Chinautla	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
30	Chinique	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
31	Chiquimula	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
32	Chiquimulilla	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
33	Chisec	Alta Verapaz	3a	0.90 g	0.35 g
34	Churrunchu	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
35	Ciudad Vieja	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
36	Coatepeque	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
37	Cobán (Norte)	Alta Verapaz	3a	0.90 g	0.35 g
	Cobán (Sur)	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
38	Colomba	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
39	Colotenango	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g

Fuente: AGIES NSR 2-10. p. 55.

No.	Municipio	Departamento	I _o	S _{cr}	S _{tr}
40	Comapa	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
41	Comitancillo	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
42	Concepción	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
43	Concepción Chiquirichapa	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
44	Concepción Huista	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
45	Concepción Las Minas	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
46	Concepción Tutuapa	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
47	Conguaco	Jutiapa	4	1.65 g	0.60 g
48	Cubulco	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g
49	Cuilapa	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
50	Cuilco	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
51	Cunén	Quiché	3b	1.10 g	0.43 g
52	Cuyotenango	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
53	Dolores	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
54	El Adelanto	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
55	El Asintal	Retalhuleu	4	1.50 g	0.55 g
56	El Estor	Izabal	3b	1.10 g	0.43 g
57	El Júcaro	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
58	El Palmar	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
59	El Progreso	Jutiapa	4	1.30 g	0.50 g
60	El Quetzal	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
61	El Rodeo	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
62	El Tejar	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
63	El Tumbador	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
64	Escuintla	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
65	Esquipulas	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
66	Esquipulas Palo Gordo	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
67	Estanzuela	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
68	Flores	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
69	Flores Costa Cuca	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
70	Fraijanes	Guatemala	4	1.65 g	0.60 g
71	Fray Bartolomé de las Casas	Alta Verapaz	3a	0.90 g	0.35 g
72	Génova	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
73	Granados	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g
74	Gualán	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
75	Guanagazapa	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
76	Guatatoya	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
77	Guatemala	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
78	Guazacapán	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
79	Huehuetenango	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g

Fuente: AGIES NSR 2-10. p. 56.

No.	Municipio	Departamento	I _o	S _{cr}	S _{1r}
80	Huitán	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
81	Huité	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
82	Ipala	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
83	Ixcán	Quiché	3a	0.90 g	0.35 g
84	Ixchiquan	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
85	Iztapa	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
86	Jacaltenango	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
87	Jalapa	Jalapa	4	1.30 g	0.50 g
88	Jalpatagua	Jutiapa	4	1.65 g	0.60 g
89	Jerez	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
90	Jocotán	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
91	Jocotenango	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
92	Joyabaj	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
93	Jutiapa	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
94	La Democracia	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
95	La Democracia	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
96	La Esperanza	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
97	La Gomera	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
98	La Libertad	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
99	La Libertad	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
100	La Reforma	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
101	La Unión	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
102	Lanquín	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
103	Livingston Oriente	Izabal	4	1.30 g	0.50 g
	Livingston Poniente	Izabal	3b	1.10 g	0.43 g
104	Los Amates	Izabal	4	1.30 g	0.50 g
105	Magdalena Milpas Altas	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
106	Malacatán	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
107	Malacatancito	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
108	Masagua	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
109	Mataquescuintla	Jalapa	4	1.50 g	0.55 g
110	Mazatenango	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
111	Melchor de Mencos	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
112	Mixco	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
113	Momostenango	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
114	Monjas	Jalapa	4	1.30 g	0.50 g
115	Morales	Izabal	4	1.30 g	0.50 g
116	Morazán	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
117	Moyuta	Jutiapa	4	1.65 g	0.60 g
118	Nahualá	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g

Fuente: AGIES NSR 2-10. p. 57.

No.	Municipio	Departamento	I _o	S _{cr}	S _{1r}
119	Nebaj	Quiché	3b	1.10 g	0.43 g
120	Nentón	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
121	Nueva Concepción	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
122	Nueva Santa Rosa	Santa Rosa	4	1.50 g	0.55 g
123	Nuevo Progreso	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
124	Nuevo San Carlos	Retalhuleu	4	1.50 g	0.55 g
125	Ocós	San Marcos	4	1.65 g	0.60 g
126	Olintepeque	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
127	Olopa	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
128	Oratorio	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
129	Pachalum	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
130	Pajapita	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
131	Palencia	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
132	Palestina de Los Altos	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
133	Palín	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
134	Panajachel	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
135	Panzós	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
136	Parramos	Chimaltenango	4	1.65 g	0.60 g
137	Pasaco	Jutiapa	4	1.65 g	0.60 g
138	Pastores	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
139	Patulul	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
140	Patzicía	Chimaltenango	4	1.65 g	0.60 g
141	Patzité	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
142	Patzún	Chimaltenango	4	1.65 g	0.60 g
143	Pochuta	Chimaltenango	4	1.65 g	0.60 g
144	Poptún	Petén	2b	0.70 g	0.27 g
145	Pueblo Nuevo	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
146	Pueblo Nuevo Viñas	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
147	Puerto Barrios	Izabal	4	1.30 g	0.50 g
148	Purulhá	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g
149	Quesada	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
150	Quetzaltenango	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
151	Quetzaltepeque	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
152	Rabinal	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g
153	Raxruhá	Alta Verapaz	3a	0.90 g	0.35 g
154	Retalhuleu	Retalhuleu	4	1.65 g	0.60 g
155	Río Blanco	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
156	Río Bravo	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
157	Río Hondo	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
158	Sacapulas	Quiché	4	1.30 g	0.50 g

Fuente: AGIES NSR 2-10. p. 58.

No.	Municipio	Departamento	I _o	S _{cr}	S _{1r}
159	Salamá	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g
160	Salcajá	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
161	Samayac	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
162	San Agustín Acasaguastlán	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
163	San Andrés	Chimaltenango	4	1.65 g	0.60 g
164	San Andrés	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
165	San Andrés Sajcabajá	Quiché	4	1.30 g	0.50 g
166	San Andrés Semetabaj	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
167	San Andrés Villa Seca	Retalhuleu	4	1.65 g	0.60 g
168	San Andrés Xecul	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
169	San Antonio Aguas Calientes	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
170	San Antonio Huista	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
171	San Antonio Ilotenango	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
172	San Antonio La Paz	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
173	San Antonio Palopó	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
174	San Antonio Sacatepéquez	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
175	San Antonio Suchitepéquez	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
176	San Bartolo	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
177	San Bartolomé Jocotenango	Quiché	4	1.30 g	0.50 g
178	San Bartolomé Milpas Altas	Sacatepéquez	4	1.50 g	0.55 g
179	San Benito	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
180	San Bernardino	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
181	San Carlos Alzatate	Jalapa	4	1.30 g	0.50 g
182	San Carlos Sija	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
183	San Cristóbal Acasaguastlán	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
184	San Cristóbal Cucho	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
185	San Cristóbal Totonicapán	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
186	San Cristóbal Verapaz	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
187	San Diego	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
188	San Felipe	Retalhuleu	4	1.65 g	0.60 g
189	San Francisco	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
190	San Francisco El Alto	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
191	San Francisco La Unión	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
192	San Francisco Zapotitlán	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
193	San Gabriel	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
194	San Gaspar Ixchil	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
195	San Ildefonso Ixtahuacán	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
196	San Jacinto	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
197	San Jerónimo	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g
198	San José (Escuintla)	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g

Fuente: AGIES NSR 2-10. p. 59.

No.	Municipio	Departamento	I _o	S _{er}	S _{1r}
199	San José (Petén)	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
200	San José Acatempa	Jutiapa	4	1.65 g	0.60 g
201	San José Chacayá	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
202	San José del Golfo	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
203	San José El Idolo	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
204	San José La Arada	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
205	San José Ojetenam	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
206	San José Pinula	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
207	San José Poaquil	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
208	San Juan Atitán	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
209	San Juan Bautista	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
210	San Juan Chamelco	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
211	San Juan Comalapa	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
212	San Juan Cotzal	Quiché	3b	1.10 g	0.43 g
213	San Juan Ermita	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
214	San Juan Ixcoy	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
215	San Juan La Laguna	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
216	San Juan Ostuncalco	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
217	San Juan Sacatepéquez	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
218	San Juan Tecuaco	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
219	San Lorenzo	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
220	San Lorenzo	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
221	San Lucas Sacatepéquez	Sacatepéquez	4	1.50 g	0.55 g
222	San Lucas Tolimán	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
223	San Luis	Petén	3a	0.90 g	0.35 g
224	San Luis Jilotepeque	Jalapa	3b	1.10 g	0.43 g
225	San Manuel Chaparrón	Jalapa	4	1.30 g	0.50 g
226	San Marcos	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
227	San Marcos La Laguna	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
228	San Martín Jilotepeque	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
229	San Martín Sacatepéquez	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
230	San Martín Zapotitlán	Retalhuleu	4	1.65 g	0.60 g
231	San Mateo Ixtatán	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
232	San Mateo Ixtatán	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
233	San Miguel Acatán	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
234	San Miguel Chicaj	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g
235	San Miguel Dueñas	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
236	San Miguel Ixtahuacán	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
237	San Miguel Panán	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
238	San Miguel Petapa	Guatemala	4	1.65 g	0.60 g

Fuente: AGIES NSR 2-10. p. 60.

No.	Municipio	Departamento	I _o	S _{cr}	S _{1r}
239	San Miguel Sigüilá	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
240	San Pablo	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
241	San Pablo Jocopilas	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
242	San Pablo La Laguna	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
243	San Pedro Ayampuc	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
244	San Pedro Carchá	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
245	San Pedro Jocopilas	Quiché	4	1.30 g	0.50 g
246	San Pedro La Laguna	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
247	San Pedro Necta	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
248	San Pedro Pinula	Jalapa	4	1.30 g	0.50 g
249	San Pedro Sacatepéquez	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
250	San Pedro Sacatepéquez	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
251	San Pedro Soloma	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
252	San Rafael La Independencia	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
253	San Rafael Las Flores	Santa Rosa	4	1.50 g	0.55 g
254	San Rafael Petzal	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
255	San Rafael Pie de la Cuesta	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
256	San Raymundo	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
257	San Sebastián	Retalhuleu	4	1.65 g	0.60 g
258	San Sebastián Coatán	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
259	San Sebastián Huehuetenango	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
260	San Vicente Pacaya	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
261	Sanarate	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
262	Sansare	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
263	Santa Ana	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
264	Santa Ana Huista	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
265	Santa Apolonia	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
266	Santa Bárbara	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
267	Santa Bárbara	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
268	Santa Catalina La Tinta	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
269	Santa Catarina Barahona	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
270	Santa Catarina Ixtahuacán	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
271	Santa Catarina Mita	Jutiapa	4	1.30 g	0.50 g
272	Santa Catarina Palopó	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
273	Santa Catarina Pinula	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
274	Santa Clara La Laguna	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
275	Santa Cruz Balanyá	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
276	Santa Cruz Barillas	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
277	Santa Cruz del Quiché	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
278	Santa Cruz el Chol	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g

Fuente: AGIES NSR 2-10. p. 61.

No.	Municipio	Departamento	I _o	S _{er}	S _{1r}
279	Santa Cruz La Laguna	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
280	Santa Cruz Muluá	Retalhuleu	4	1.65 g	0.60 g
281	Santa Cruz Naranjo	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
282	Santa Cruz Verapaz	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
283	Santa Eulalia	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
284	Santa Lucía Cotzumalguapa	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
285	Santa Lucía La Reforma	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
286	Santa Lucía Milpas Altas	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
287	Santa Lucía Utatlán	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
288	Santa María Cahabón	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
289	Santa María Chiquimula	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
290	Santa María de Jesús	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
291	Santa María Ixhuatán	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
292	Santa María Visitación	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
293	Santa Rosa de Lima	Santa Rosa	4	1.50 g	0.55 g
294	Santiago Atitlán	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
295	Santiago Chimaltenango	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
296	Santiago Sacatepéquez	Sacatepéquez	4	1.50 g	0.55 g
297	Santo Domingo Suchitepéquez	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
298	Santo Domingo Xenacoj	Sacatepéquez	4	1.50 g	0.55 g
299	Santo Tomás La Unión	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
300	Sayaxché	Petén	2b	0.70 g	0.27 g
301	Senahú	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
302	Sibilia	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
303	Sibinal	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
304	Sipacapa	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
305	Siquinalá	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
306	Sololá	Sololá	4	1.65 g	0.60 g
307	Sumpango	Sacatepéquez	4	1.50 g	0.55 g
308	Tacaná	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
309	Tactic	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
310	Tajumulco	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
311	Tamahú	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
312	Taxisco	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
313	Tecpán Guatemala	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
314	Tectitán	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
315	Teculután	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
316	Tejutla	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
317	Tiquisate	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
318	Todos Santos Cuchumatanes	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g

Fuente: AGIES NSR 2-10. p. 62.

No.	Municipio	Departamento	I _o	S _{er}	S _{1r}
319	Totonicapán	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
320	Tucurú	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
321	Unión Cantinil	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
322	Uspantán	Quiché	3b	1.10 g	0.43 g
323	Usumatlán	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
324	Villa Canales	Guatemala	4	1.65 g	0.60 g
325	Villa Nueva	Guatemala	4	1.65 g	0.60 g
326	Yepocapa	Chimaltenango	4	1.65 g	0.60 g
327	Yupiltepeque	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
328	Zacapa	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
329	Zacualpa	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
330	Zapotitlán	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
331	Zaragoza	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
332	Zunil	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
333	Zunilito	Suchitupéquez	4	1.65 g	0.60 g

Fuente: AGIES NSR 2-10. p. 63.