

Facultad de Tecnología de la Construcción

**ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE METODOS LINEALES
DEL RNC-07 Y NSCM-22, APLICADO A EDIFICIOS
UBICADOS EN LA CIUDAD DE MANAGUA**

Trabajo Monográfico para optar al título de
Ingeniero Civil

Elaborado por:

Br. Theo Jesús Bermúdez Díaz
Carnet: 2017-0001U

Tutor:

M.Sc. Ing. Marco Antonio Palma Cerrato

Managua, 13 de Julio 2023

RESUMEN EJECUTIVO

Tras la actualización parcial del RNC-07 con respecto a una nueva “Norma Sismorresistente para la ciudad de Managua” pueden surgir muchas incógnitas sobre como ejecutar un análisis lineal (Estático o dinámico), los cambios que este tenga y de igual forma como se pueden interpretar los resultados, por lo tanto, este documento recopila la información sustancial para aplicar, con todos los requerimientos, parámetros y restricciones correspondientes.

Partiendo desde la definición de cada parámetro y ecuación, basado en lo indicado por cada norma respectivamente, hasta su aplicación según diferentes casos presentados y descritos posteriormente. Para la selección de los edificios propuestos, se consideraron características para demostrar los resultados con fines académicos y que estos mismos sean la pauta de próximas investigaciones en pro del desarrollo del análisis lineal con la futura Normativa Sismorresistente Nicaragüense (NSN-001) a como lo expresa el MTI en esta primera etapa.

Los métodos estáticos dentro del RNC-07 presentan sus respectivas características de distribución basado en el cálculo del coeficiente sísmico, obteniendo de esa forma las fuerzas equivalentes por nivel, en donde los primeros dos modelos fueron evaluados con ambas normativas, a diferencia de la “Norma sismorresistente para la ciudad de Managua”.

En otra sección se evalúan los cortantes dinámicos con los estáticos obtenidos, para verificar que las condiciones de aplicación del método dinámico modal espectral, sean cumplidas. Los 3 modelos fueron revisados con las ecuaciones de dinámica estructural, pero considerando los espectros planteados por cada norma.

Finalmente se presenta un análisis comparativo de la parte más sustancial de cada caso, incluyendo resultados, desplazamientos, fuerzas sísmicas, con el fin de observar las diferencias y similitudes que hay tras esta nueva norma.

ÍNDICE

CAPÍTULO I. GENERALIDADES	1
1.1. INTRODUCCIÓN	1
1.2. ANTECEDENTES	2
1.3. JUSTIFICACIÓN	4
1.4. OBJETIVOS	7
1.4.1. Objetivo general	7
1.4.2. Objetivos específicos	7
CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO	8
2.1. SISMOLOGÍA.....	8
2.2. MÉTODOS DE ANALISIS	8
2.2.1. Análisis lineal	8
2.2.2. Análisis no lineal.....	9
2.3. DEFINICIONES ESTRUCTURALES.....	12
2.3.1. Diafragma rígido.....	12
2.3.2. Diafragma semirrígido	13
2.3.3. Ductilidad	14
2.3.4. Sobrerresistencia	14
2.4. REGLAMENTO NACIONAL DE LA CONSTRUCCIÓN RNC-07	15
2.4.1. Método estático equivalente	15
2.4.2. Desplazamiento Lateral.....	20
2.4.3. Parámetros para la obtención del coeficiente sísmico	21
2.4.4. Método dinámico modal espectral	29
2.4.4. Espectro de diseño sísmico	32

2.5. NORMA SISMORRESISTENTE PARA LA CIUDAD DE MANAGUA NSCM-22.....	34
2.5.1. Método de la fuerza lateral equivalente (FLE).....	34
2.5.2. Parámetros para la obtención del coeficiente sísmico C_s	37
2.5.3. Período aproximado de la estructura	47
2.5.4. Método dinámico modal espectral.....	50
2.5.5. Espectro de diseño elástico	51
2.5.6. Desplazamientos laterales y revisión de derivas.....	54
CAPÍTULO III. APLICACIÓN DE MÉTODOS ESTÁTICOS	58
3.1. C-01: MODELO CONCRETO SMF.....	58
3.1.1. Descripción del modelo	58
3.1.2. Asignación de cargas	59
3.1.3. Método estático equivalente RNC-07.....	64
3.1.4. Método de fuerza lateral equivalente NSCM-22.....	77
3.2. C-02: MODELO DE ACERO SMF ALTURA MEDIA.....	88
3.2.1. Objetivos del modelo.....	88
3.2.2. Descripción del modelo	88
3.2.3. Asignación de cargas	90
3.2.4. Método estático equivalente RNC-07.....	92
3.2.5. Método de fuerza lateral equivalente NSCM-22.....	103
CAPÍTULO IV. MÉTODO DINÁMICO MODAL ESPECTRAL	115
4.1. C-01: EDIFICIO CONCRETO SMF.....	115
4.1.1. Dinámico RNC-07	115
4.1.2. Dinámico NSCM-22.....	120
4.2. C-02: EDIFICIO ACERO SMF	125

4.2.1. Dinámico RNC-07	125
4.2.2. Análisis dinámico con NSCM-22 (C-02)	132
4.3. C-03: EDIFICIO ACERO SCBF >20m	137
4.3.1. Objetivos del modelo.....	137
4.3.2. Descripción del edificio.....	137
4.3.3. Asignación de cargas	138
4.3.4. Método dinámico modal espectral RNC-07	140
4.3.5. Método dinámico modal espectral NSCM-22	152
CAPÍTULO V. ANALISIS COMPARATIVO DE MÉTODOS LINEALES	166
5.1. GENERALIDADES	166
5.1.1. Consideración de cargas.....	166
5.1.2. Cambio de parámetros sísmicos.....	168
5.2. C-01: MODELO CONCRETO SMF.....	169
5.2.1. MEE VS FLE	169
5.2.2. DME RNC-07 VS DME NSCM-22	172
5.3. C-02: MODELO ACERO SMF	175
5.3.1. MEE VS FLE	175
5.3.2. DME RNC-07 VS DME NSCM-22	178
5.4. C-03: MODELO ACERO SCBF	180
5.4.1. DME RNC-07 VS DME NSCM-22	180
CONCLUSIONES	183
RECOMENDACIONES	185
BIBLIOGRAFÍA	186
ANEXOS.....	I

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Sismos registrados registrados después de 1975 en Managua y alrededores	3
Figura 2.1. Principio de la ley de Hooke.....	9
Figura 2.2. Diagrama Esfuerzo Deformación	10
Figura 2.3. Esquema Push-over para determinar la curva de capacidad.....	11
Figura 2.4. Esquema de comportamiento de un diafragma Rígido/Flexible ..	13
Figura 2.5. Esquema de fuerzas sísmicas y desplazamientos	17
Figura 2.6. Zonificación sísmica de Nicaragua.....	22
Figura 2.7. Mapa de isoaceleraciones RNC-07	24
Figura 2.8. Espectro de diseño RNC-07	33
Figura 2.9. Nuevo mapa de zonificación sísmica para Nicaragua	40
Figura 2.10. Mapa de aceleraciones para Nicaragua (a_0)	41
Figura 2.11 Ilustración de parámetros sísmicos	43
Figura 2.12. Modos de vibración para análisis DME	50
Figura 2.13. Espectro de diseño elástico normalizado para las distintas zonas sísmicas.....	52
Figura 2.14. Espectro de diseño Elástico v Reducido NSCM-22.....	53
Figura 2.15. Factor de amplificación torsional	55
Figura 3.1. Modelo C-01 deformado.....	58
Figura 3.2. Planta típica y elevación del modelo C-01	59
Figura 3.3. Vista en planta del modelo C-01.....	64
Figura 3.4. Vista en elevación del modelo C-01.....	64
Figura 3.5. Desplazamientos máximos de la estructura C-01	77
Figura 3.6. Configuración de Masa sísmica NSCM-22 para modelo C-01	79

Figura 3.7. Cálculo de fuerzas sísmicas en software ETABS.....	85
Figura 3.8. Isométrico C-02.....	89
Figura 3.9. Planta típica y elevación DIR-Y de modelo C-02.....	89
Figura 3.10. Propiedades para deck en modelo C-02.....	90
Figura 3.11. Vista en planta del modelo C-02.....	92
Figura 3.12. Vista en elevación del modelo C-02.....	92
Figura 3.13. Desplazamientos máximos de la estructura con efectos bidireccionales y excentricidad al 5% para C-02.....	103
Figura 4.1. Espectro de diseño y reducido RNC-07 para C-01	115
Figura 4.2. Principales modos de vibración con RNC-07 para C-01	116
Figura 4.3. Desplazamientos para sismo Dinámico con RNC-07 C-01	117
Figura 4.4. Espectro de diseño elástico y reducido NSCM-22 para C-01	120
Figura 4.5. Modos de vibración para C-01 con NSCM-22.....	121
Figura 4.6. Cortantes dinámicos obtenidos del Software para C-01	121
Figura 4.7. Factor de corrección aplicado en C-01 para NSCM-22	122
Figura 4.8. Espectro de diseño y reducido RNC-07 C-02.....	125
Figura 4.9. Modos de vibración de la estructura con RNC-07 C-02	127
Figura 4.10. Fuerzas cortantes dinámicas por nivel RNC-07 para C-02	128
Figura 4.11. Amplificación gravitacional en sismo dinámico C-02	129
Figura 4.12. Desplazamientos con DME usando RNC-07 para C-02	130
Figura 4.13. Espectro de diseño elástico y reducido NSCM-22 para C-02 ...	132
Figura 4.14. Modos de vibración de la estructura	133
Figura 4.15. Cortantes dinámicos obtenidos con espectro reducido C-02..	134
Figura 4.16. Factor de corrección aplicado en C-02.....	134
Figura 4.17. Isométrico y elevaciones C-03	138

Figura 4.18. Planta típica C-03.....	138
Figura 4.19. Espectro de diseño RNC-07 para C-03	143
Figura 4.20. Modos de vibración para modelo C-03 con RNC-07.....	144
Figura 4.21. Corrección de factor de escala según RNC-07 en C-03	149
Figura 4.23. Espectro de diseño elástico y reducido con NSCM-22 para C-03.....	157
Figura 4.24. Principales modos de vibración en C-03 con NSCM-22.....	157
Figura 4.25. Ajuste de factor de escala para cortante dinámico C-03 NSCM-22.....	161
Figura 4.26. Fuerzas cortantes corregidas en C-03 con NSCM-22.....	162
Figura 4.27. Desplazamientos obtenidos basado en las fuerzas dinámicas C-03.....	162
A1. Mapa de fallas sísmicas de Managua.....	II
A2. Actualización de Mapa de fallas sísmicas de Managua	III

INDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Distorsiones máximas permisibles	21
Tabla 2.2. Factores de amplificación por tipo de suelo	23
Tabla 2.3. Factor de ductilidad para estructuras metálicas.....	25
Tabla 2.7 Sismo de diseño según categoría de riesgo	37
Tabla 2.8. Factor de importancia.....	38
Tabla 2.9. Categoría de diseño sísmico basado en el parámetro de aceleración del terreno PGA	38
Tabla 2.10. Clasificación por tipo de suelo	39
Tabla 2.11. Factores de amplificación vertical por tipo de suelo <i>F_{as}</i>	39
Tabla 2.12. Factor de regularidad	44
Tabla 2.13. Factores de irregularidad en planta	44
Tabla 2.14. Factores de irregularidad en elevación.....	45
Tabla 2.15. Irregularidad extrema	46
Tabla 2.16. Coeficientes para el cálculo de período aproximado	47
Tabla 2.17. Coeficientes para el límite superior del cálculo de período aproximado.....	49
Tabla 2.18. Factor de Ajuste espectral <i>F_s</i> para <i>T_b</i> y <i>T_c</i>	51
Tabla 3.1. Resumen de cargas por accesorios.....	62
Tabla 3.2. Resumen de cargas sobreimpuestas por nivel.....	62
Tabla 3.3. Cargas variables para C-01	63
Tabla 3.4. Set de cargas para RNC-07	63
Tabla 3.5. Set de cargas para NSCM-22	63
Tabla 3.6. Condición de distribución de pesos por nivel.....	66
Tabla 3.7. Rigideces laterales por entrepiso.....	67

Tabla 3.8. Resistencia al corte DIR-X, DIR-Y	67
Tabla 3.9. Centros de masa y rigidez.....	68
Tabla 3.10. Resumen MEE C-01	70
Tabla 3.11. Fuerzas sísmicas obtenidas para MEE C-01	70
Tabla 3.12. Margen de error EXCEL VS ETABS para C-01 RNC-07	70
Tabla 3.13. Desplazamientos basados en fuerzas sísmicas.....	71
Tabla 3.14. Resumen cálculos para período fundamental.....	72
Tabla 3.15. Resumen de fuerzas sísmicas reducidas	73
Tabla 3.16. Margen EXCEL VS ETABS para C-01 RNC-07 REDUCIDO	73
Tabla 3.17. Desplazamientos en base a las fuerzas sísmicas reducidas	74
Tabla 3.18. Revisión de derivas por servicio MEE RNC-07 C-01.....	74
Tabla 3.19. Revisión de derivas por Colapso MEE RNC-07 C-01	75
Tabla 3.20. Peso total estructura (PY)	75
Tabla 3.21. Revisión de distorsiones por efectos de segundo orden C-01	76
Tabla 3.22. Desplazamientos máximos por eje C-01	77
Tabla 3.23. Condición de piso flexible C-01	79
Tabla 3.24. Revisión de distribución de masa por entrepiso C-01.....	79
Tabla 3.25. Distribución de fuerzas sísmicas por nivel con FLE C-01.....	80
Tabla 3.26. Método FLE para C-01	85
Tabla 3.27. Comprobación de cálculos método FLE C-01	85
Tabla 3.28. Obtención de desplazamientos y derivas en FLE C-01	86
Tabla 3.29. Revisión de derivas por colapso en FLE C-01.....	86
Tabla 3.30. Pesos totales para estructura C-01	86
Tabla 3.31. Revisión de efectos de segundo orden C-01.....	87
Tabla 3.32. Cargas de accesorio asignadas a cada nivel para C-02	90

Tabla 3.33. CARGAS VARIABLES PARA C-02.....	91
Tabla 3.34. SET DE CARGAS RNC-07 PARA C-02.....	91
Tabla 3.35. SET DE CARGAS NSCM-22 PARA C-02.....	91
Tabla 3.36. Condición de distribución de pesos por nivel para C-02.....	93
Tabla 3.37. Rigideces laterales por nivel en C-02.....	94
Tabla 3.38. Resistencia al corte DIR-X, DIR-Y.....	94
Tabla 3.39. Centros de masa y rigidez por eje para C-02.....	95
Tabla 3.40. Resumen MEE C-02.....	97
Tabla 3.41. Fuerzas sísmicas obtenidas para MEE C-02.....	97
Tabla 3.42. Margen de error EXCEL VS ETABS para C-02 RNC-07.....	98
Tabla 3.43. Desplazamientos máximos de en fuerzas sísmicas C-02.....	98
Tabla 3.44. Resumen cálculos para período fundamental C-02.....	98
Tabla 3.45. Resumen de fuerzas sísmicas reducidas C-02.....	100
Tabla 3.46. Desplazamientos máximos de estructura C-02.....	100
Tabla 3.47. Revisión de derivas por Colapso MEE RNC-07 C-02.....	101
Tabla 3.48. Peso total de la estructura C-02.....	101
Tabla 3.49 Revisión de efectos por segundo orden para MEE C-02.....	102
Tabla 3.50. Desplazamientos máximos en el mismo eje sin considerar torsión accidental.....	104
Tabla 3.51. Condición de piso flexible C-02.....	105
Tabla 3.52. Revisión de distribución de masa por entrepiso.....	105
Tabla 3.53. Revisión de fuerzas sísmicas por nivel – FLE C-02.....	106
Tabla 3.54. Método FLE para C-02.....	110
Tabla 3.55. Fuerzas sísmicas FLE C-02 ETABS.....	110
Tabla 3.56. Margen de error EXCEL VS ETABS en FLE C-02.....	111

Tabla 3.57 Desplazamientos para FLE C-02.....	111
Tabla 3.58 Revisión de desplazamientos y derivas en FLE C-02.....	112
Tabla 3.59. Revisión de efectos de segundo orden C-02.....	112
Tabla 3.60. Desplazamientos para FLE a partir de ley de Hooke C-02	113
Tabla 3.61. Derivas por colapso FLE con desplazamientos manuales C-02	113
Tabla 3.62. Efectos $P\Delta$ en desplazamientos por ley de Hooke C-02.....	114
Tabla 4.1. Factores de participación modal RNC-07 para C-01	116
Tabla 4.2. Verificación cortante basal EST vs DIN	117
Tabla 4.3. Desplazamientos con DME usando RNC-07 en C-01	118
Tabla 4.4. Derivas por colapso para DME usando RNC-07 en C-01	118
Tabla 4.5. Efecto de segundo orden para DME, usando RNC-07 en C-01	119
Tabla 4.6. Factores de participación modal NSCM-22 para C-01.	120
Tabla 4.7. Validación de cortante basal estático vs Dinámico NSCM-22	122
Tabla 4.8. Corrección de cortante basal C-01 NSCM-22	122
Tabla 4.9. Cortante dinámico corregido en C-01 para NSCM-22	123
Tabla 4.10. Desplazamientos basados en cortantes corregidos en C-01.....	123
Tabla 4.11. Distorsiones por colapso DME NSCM-22 C-01.....	124
Tabla 4.12. Evaluación de Efectos de segundo orden NSCM-22 C-01.....	124
Tabla 4.13. Factores de participación modal RNC-07 para C-02.....	126
Tabla 4.14. Comparación de V_b con V_0 con RNC-07 en C-02.....	128
Tabla 4.15. Factor de corrección para C-02 RNC-07	128
Tabla 4.16. Cortante dinámico corregido según RNC-07 para C-02	129
Tabla 4.17. Desplazamientos por nivel con fuerzas corregidas para C-02...	130
Tabla 4.18. Derivas por colapso para DME con RNC-07 en C-02	130
Tabla 4.19. Revisión de efecto $P\Delta$ en ambas direcciones C-02.....	131

Tabla 4.20. Factores de participación modal para C-02 NSCM-22	133
Tabla 4.21. Cortantes dinámicos y estáticos C-02 con NSCM-22	134
Tabla 4.22. Factor de corrección para ambas direcciones	134
Tabla 4.23. Cortante dinámico corregidos para condición NSCM-22 C-02 ..	135
Tabla 4.24. Desplazamientos y derivas para DME usando NSCM-22	135
Tabla 4.25. Revisión de derivas por colapso para C-02 NSCM-22	136
Tabla 4.26. Revisión de efectos por segundo orden C-02 NSCM-22.	136
Tabla 4.27. Resumen de cargas no estructurales para C-03	138
Tabla 4.28. Resumen de cargas variables para C-03	139
Tabla 4.29. Set de cargas RNC-07 C-03	139
Tabla 4.30. Set de cargas NSCM-22 C-03	139
Tabla 4.31. Distribución de masa sísmica por nivel C-03	141
Tabla 4.32. Rigidez lateral por entrepiso para C-03.....	141
Tabla 4.33. Resistencia al corte para C-03	141
Tabla 4.34. Excentricidad torsional para C-03	142
Tabla 4.35. Modos de vibración para modelo C-03 con RNC-07	144
Tabla 4.36. Fuerzas sísmicas estáticas con RNC-07 para C-03.....	146
Tabla 4.37. Desplazamientos para fuerzas sísmicas de MEE en C-03.....	146
Tabla 4.38. Parámetros para cálculo de período estático C-03	146
Tabla 4.39. Fuerzas sísmicas reducidas MEE para C-03	148
Tabla 4.40. Cortantes dinámicos sin corregir para C-03 con RNC-07	148
Tabla 4.41. Factor de corrección para método DME con RNC-07 C-03	148
Tabla 4.42. Fuerzas cortantes corregidas según RNC-07 para C-03	149
Tabla 4.43. Desplazamientos obtenidos de fuerzas dinamicas para C-03 ...	149
Tabla 4.44. Derivas por colapso para DME con RNC-07 en C-03	150

Tabla 4.45. Revisión de efectos de segundo orden C-03 DME RNC-07	151
Tabla 4.46. Irregularidad torsional para DME con NSCM-2 en C-03.....	154
Tabla 4.47. Verificación de condición de piso flexible en C-03	155
Tabla 4.48. Distribución de pesos por entrepiso según NSCM-22 en C-03..	155
Tabla 4.49. Revisión de condición de piso débil según NSCM-22 en C-03 ..	156
Tabla 4.50. Factores de participación modal en C-03 usando NSCM-22.....	158
Tabla 4.51. Cortantes dinámicos vs cortante basal estático C-03	161
Tabla 4.52. Factor de ajuste para V_i en C-03 con NSCM-22.....	161
Tabla 4.53. Desplazamientos totales y relativos para C-03 con NSCM-22 ...	163
Tabla 4.54. Derivas por colapso para DME con NSCM-22 en C-03	163
Tabla 4.55. Peso total para C-03.....	164
Tabla 4.56. Resumen efectos $P\Delta$ para C-03 usando NSCM-22.....	165
Tabla 5.1. Comparación de peso sísmico (Tonf) para C-01	166
Tabla 5.2. Comparación de peso sísmico (Tonf) para C-02.....	167
Tabla 5.3. Comparación de peso sísmico (Tonf) para C-03	168
Tabla 5.4. Comparación de fuerzas sísmicas en C-01 (Tonf)	170
Tabla 5.5. Comparación de cortantes en C-01 (Tonf).....	170
Tabla 5.6. Comparación de momentos de volteo en C-01 (Ton-m)	171
Tabla 5.7. Desplazamientos estáticos en C-01 (m).....	172
Tabla 5.8. Comparación de cortantes dinámicos obtenidos en C-01	173
Tabla 5.9. Comparación de desplazamientos de fuerzas dinámicas C-01 ...	174
Tabla 5.10. Comparación de fuerzas sísmicas estáticas en C-02	175
Tabla 5.11. Comparación de cortantes estáticos en C-02.....	175
Tabla 5.12. Comparación de momentos de volteo	176
Tabla 5.13. Comparación de desplazamientos estáticos C-02.....	177

Tabla 5.14. Comparación de cortantes dinámicos C-02	179
Tabla 5.15. Comparación de desplazamientos con fuerzas dinámicas C-02	179
Tabla 5.16. Comparación de cortantes dinámicos X-Y DIR en C-03	181
Tabla 5.17. Comparación de desplazamientos fuerzas dinámicas en C-03 .	181
B.1. Cargas vivas unitarias mínimas RNC-07	IV
B.2. Cubierta de techos (con material de fijación)	V
B.3. Peso de cielos rasos	V
B.4. Peso de cubierta de pisos.....	V
B.5. Peso de paredes	VI
C.1. Actualización de cargas variables unitarias mínimas	VII
C.2. Cargas permanentes NSCM-22.....	VIII
C.3. Categoría de riesgo de las estructuras según su importancia.....	IX
C4. Coeficientes y factores de diseño para sistemas resistentes a fuerzas sísmicas.....	XI
C.5. Factor de ductilidad para estructuras de concreto	XIII
C.6. Factor de ductilidad para estructuras de mampostería	XIII
C.7. Factor de ductilidad para estructuras de acero	XIV

NOTACIÓN

REGLAMENTO NACIONAL DE LA CONSTRUCCIÓN- RNC-07

Método dinámico modal espectral:

u : Es el vector respuesta d desplazamiento de la estructura.

m : Es la matriz de masas de la estructura

k : Es la matriz de rigidez de la estructura

i : vector de influencia, equivalente a la unidad

c : Es la matriz de Amortiguamiento de la estructura

ϕ_n : vector n – esimo modo de vibración normalizado

$q_n(t)$: expansión modal del modo n de vibrar

ζ_n : Amortiguamiento en el n modo de vibrar

ω_n : Frecuencia angular del sistema del n modo de vibrar

Γ_n : Factor de participación modal

$\bar{\alpha}_m$: Factor de participación modal en el modo m

ϕ_{im} : Amplitud normalizada en el piso i en el modo m

W_i : Peso del piso i , considerando (Carga Muerta + Carga viva reducida)

A_m : Aceleración espectral reducida correspondiente al modo de vibración m

δ_{XY} : Desplazamiento de entrepiso.

δT_{XY} : Desplazamiento considerando los efectos de ductilidad y sobrerresistencia.

F_c : Fuerza cortante actuando a nivel de la base

c : Coeficiente de diseño para la fuerza sísmica

W_0 : Carga o peso total del edificio CM + CVR

Q' : Factor de reducción por ductilidad.

Ω : Factor de reducción por sobrerresistencia.

a_0 : Aceleración máxima del terreno.

S : Factor de amplificación por el tipo de suelo.

x : Desplazamiento del nivel i , relativo a la base de la estructura

g : aceleración de la gravedad

F_s: Fuerza sísmica del nivel i

MDD: Máxima deflexión debido a fuerza sísmica aplicada lateralmente

DMPEV: Desplazamiento de piso de los elementos verticales

NORMA SISMORRESISTENTE PARA LA CIUDAD DE MANAGUA

I: Índice de importancia

F_{as}: Factor de amplificación vertical por el tipo de suelo

β: Cociente de aceleración a (Meseta)/a₀

a₀: Aceleración de terreno en roca para periodo 0

R₀: Factor de comportamiento sísmico del nivel estructural

F_s: Factor de ajuste espectral para T_b y T_c (F_{ST_b}, F_{ST_c})

T_c: Período inicial del espectro en la rama de velocidad constante

T_d: Período inicial del espectro en la rama de desplazamiento constante

T: Período fundamental de la estructura

T_a: Período aproximado

h_n: Altura del edificio en metros

C_t; x: Coeficientes para cálculo de período aproximado

C_w: Coeficiente para el cálculo de estructuras con muros

A_B: Área de la base de la estructura (m²)

A_i: Área del alma del muro de cortante i (m²)

D_i: Longitud de muro de cortante i (m²)

x: Número de muros cortantes en el edificio que resistan las fuerzas laterales en la dirección bajo consideración

F_x: Fuerza sísmica lateral.

C_{vx}: Coeficiente de distribución vertical de la fuerza.

W_i y W_x: porción del peso sísmico efectivo de la estructura W, localizado o asignado al nivel i o x.

h_i y h_x: Altura desde la base al nivel i o x.

k: Exponente relacionado al período de la estructura.

Ω₀: Sobrerresistencia

C_d : Factor de amplificación de la deflexión

γ_{max} : Distorsión máxima de piso permitida

F_x : Fuerza sísmica lateral.

C_{vx} : Coeficiente de distribución vertical de la fuerza.

W_i y W_x : porción del peso sísmico efectivo de la estructura W , localizado o asignado al nivel i o x .

h_i y h_x : Altura desde la base al nivel i o x .

k : Exponente relacionado al período de la estructura.

CAPÍTULO I. GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCIÓN

La ingeniería estructural ha venido creciendo a lo largo de los años a través de análisis y métodos de diseño más certeros, esto se refleja en la constante actualización de normativas de diseño de varios países, estimando el comportamiento de edificios ante su exposición a eventos sísmicos. Debido a que existen un sinnúmero de elementos a considerar previo a la construcción de una estructura, se requiere identificar que análisis se debe aplicar para el mejor comportamiento de esta misma.

Para la construcción, revisión o evaluación de estructuras verticales como edificios, se debe tomar como normativa base, el **Reglamento Nacional de la Construcción (RNC-07)**, en donde muestran el procedimiento para aplicar el método estático equivalente, o el análisis dinámico modal espectral, dicha normativa no se había actualizado hasta el presente año, en donde es publicada la **Norma Sismorresistente para la ciudad de Managua (NSCM-2022)**, siendo el documento preliminar a la publicación de un nuevo Reglamento Nacional de la Construcción que pueda ser usado en cualquier parte del país, en donde actualiza múltiples parámetros y la aplicación de los métodos de análisis lineales y ahora los no lineales, las peculiaridades dentro de esta nueva normativa es el cambio de varios parámetros a considerar con respecto a las distorsiones permitidas, tomando a ASCE 7-16, como nueva referencia y no las NTC, como estaban anteriormente las del RNC-07.

En el presente trabajo se aplicarán ambas normativas en 3 edificios propuestos con distintos sistemas estructurales, dos de acero y uno de concreto, para comparar el comportamiento sísmico de los métodos planteados en ambas normativas.

1.2. ANTECEDENTES

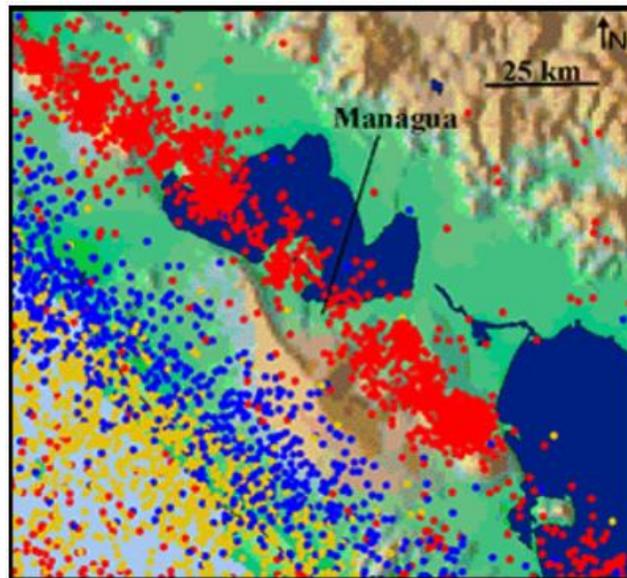
El Reglamento Nacional de la Construcción (RNC-83), se promulgó por el Ministerio de la Vivienda y Asentamientos humanos, MINVAH, el cual tuvo como objetivo reducir o prevenir resultados devastadores en las viviendas tras un evento sísmico como el terremoto sucedido el 23 de diciembre de 1972. Esto dio la pauta a recopilar información sobre procesos de construcción para evitar pasar por la misma situación con respecto a los daños sufridos durante en este terremoto, transcurrieron 11 años durante la recopilación de información para ser publicado este Reglamento, para el cual, tomaron en cuenta los procedimientos y parámetros de la normativa mexicana (NTC).

Posteriormente, el RNC-07 entró en vigencia en todo el territorio nacional el 27 de enero del 2007, el cual actualizó muchos parámetros y tomó nuevas consideraciones basándose en los cambios que tuvo la normativa mexicana hasta la NTC-2002, luego que este reglamento fue publicado, en el año 2016 fueron publicadas las complementarias de diseño de mampostería, acero y concreto, las cuales se mencionaban en el RNC-07 en el título V, VI y VII respectivamente.

Actualmente se publicó un nuevo documento llamado “Norma sismorresistente para la ciudad de Managua”, la cual hace un cambio bastante significativo al basar dicha normativa con los parámetros de la ASCE/SEI 7-16 para cargas mínimas de diseño, ASCE/SEI 7-41 para evaluación sísmica, FEMA 273 para guía para la rehabilitación de edificios, entre algunos otros complementos extraídos de reglamentos como la NEC - Norma Ecuatoriana de la construcción, NSR-10 Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente, Código de Modelo Sísmico para América Latina.

Las características geográficas y geológicas de Nicaragua, se tiene un territorio bastante accidentado y con un sinnúmero de fallas distribuidas a lo largo de la región del pacifico, pero aún más concentradas en la ciudad de Managua, esto es el resultado del movimiento de subducción de las placas Cocos con la Caribe.

Figura 1.1. Sismos registrados registrados después de 1975 en Managua y alrededores



Fuente: (Strauch, ESTUDIO DE LA MICROZONIFICACIÓN SISMICA DE MANAGUA 1997-2000, 2001)

En la figura 1.1 se visualiza la frecuencia de los eventos sísmicos según la zona donde se encuentren, los puntos rojos son los sismos más superficiales, entre 0 y 40 km de profundidad, los puntos amarillos representan los sismos que están entre 40 km y 100 km de profundidad, mientras que los puntos azules son los sismos cuyo epicentro se encuentra entre 100 km y 250 km de profundidad.

Managua no solamente está dentro de la región del pacífico de Nicaragua, sino que está dentro de la zona de graben, que consiste en una depresión rellena de sedimentos entre la cadena de volcanes, los grandes cuerpos de agua que son los lagos Cocibolca y Xolotlán, junto con todas las lagunas cratéricas.

1.3. JUSTIFICACIÓN

Cada construcción ejecutada tiene su razón de ser, supliendo alguna necesidad individual o colectiva en un determinado tiempo. El incremento poblacional es un factor que obliga a la sociedad a seguir construyendo, revisando, diseñando y analizando estructuras que cumplan con los requerimientos mínimos de su demanda, manteniendo de igual forma la seguridad de todos.

En la segunda cláusula de la Resolución Ministerial N° 01-2007, cita lo siguiente:

“Que el reglamento Nacional de la Construcción en Vigencia, publicado en la Gaceta, Diario oficial Números 180, 181, 182, 182, 184, 185, 186 y 187, con fechas 8, 9, 11, 12, 13, 15, 16 y 17 de Agosto de 1983, respectivamente, establece en su artículo 4°: **Este Reglamento podrá ser revisado para cuando sea necesario a fin de incorporar los últimos avances de la ingeniería sísmica estructural y de los suelos**” (MTI, 2007), en donde pasaron 24 años, entre 1983 y finales de 2006 para que las actualizaciones del RNC-83 pasaran al RNC-07, el cual sería oficial su publicación en la gaceta el 11 de enero del 2007.

Es una obligación para el ingeniero estructural, revisar las actualizaciones de normativas de cualquier tipo, esto por los múltiples cambios que pueden tener algunas normas con respecto a sus métodos, coeficientes, parámetros de revisión del comportamiento de un material o una estructura, de cualquier tipo, esto demuestra que el ingeniero considera todos los riesgos que puede conllevar aplicar métodos que en la actualidad son obsoletos o poco precisos; añadiendo que la norma fue publicada por el Ministerio de transporte e infraestructuras (MTI), encargado de formular, proponer y supervisar la aplicación de las normas técnicas nacionales del sector de la construcción, vivienda y desarrollo urbano, éste último en coordinación con las respectivas alcaldías de cada Municipio.

La comparación del RNC-07 con la nueva Norma Sismorresistente para la ciudad de Managua deja la incertidumbre al momento de permitir que una estructura cumpla satisfactoriamente una revisión general con parámetros desactualizados, por lo que es necesario rehacer el análisis con normativas vigentes esto con el fin de tener siempre la certeza que las estructuras que se revisen, no colapsen ante un evento sísmico a lo largo de su vida útil.

Es importante realizar la revisión estructural adecuada para conocer su comportamiento, por muy idéntico que sea estructuralmente a otro, las características y solicitaciones no son las mismas, eso explica el motivo por el cual, dentro de las normativas de referencia para diseño de elementos de ciertos materiales como estructuras de acero, concreto, madera, etc., cambian en sus métodos de revisión y diseño, a pesar de estar en el mismo lugar, bajo las mismas condiciones, o similares.

Una vez teniendo la estructura construida en base a esta norma base y sus respectivos complementos y cartillas, se procede a evaluar la estructura en un tiempo determinado o esta puede ser revisada luego de que ocurra un evento sísmico, para estimar el comportamiento de los elementos estructurales sometidos ante una fuerza generada por un sismo, o cualquier carga dinámica que sea relevante para dicha estructura. Este es el motivo por el cual el reglamento debe estar en constante revisión y actualización de sus factores, ecuaciones y métodos, porque a como los parámetros de diseño de una estructura pueden ser modificados entre un reglamento y otro, según las características que esta posea, de igual forma la forma de interpretar los resultados, para ver si son satisfactorios por permitir ciertas holguras, o si es necesario hacer una corrección por ser más conservador.

La importancia de la comparación de normativas anteriores con respecto a la vigente, es lograr ver que tanto se aproximan los cálculos con respecto a las condiciones de cada zona, tomando en cuenta que los resultados obtenidos, deben ser similares si la caracterización tiene parámetros en común.

Se requiere uniformidad al momento de realizar un diseño o revisión general de una estructura, cuando se trabaja en conjunto de varios ingenieros estructurales, mientras utilicen diferentes normas, es un hecho que los resultados del mismo análisis serán diferentes y habrán consideraciones omitidas entre varios analistas, esto puede traer desde la obtención de resultados aproximados, como mínimo, hasta errores más vitales como fallos en estructuras por omitir algunos parámetros actualizados en posteriores normativas.

El crecimiento vertical de las estructuras en Managua se ve estancado por el pensamiento de que no es posible edificaciones en la ciudad, según el PDUM, El municipio de Managua, es la capital de la república de Nicaragua, con aproximadamente 1,49 millones de habitantes, población que va aumentando año con año y la zona urbana tiende a extenderse con una densidad relativamente baja que dificulta la ocupación efectiva de los suelos en el Municipio. (JICA, 2017); por lo que es necesario tener una relación más precisa entre el tipo de suelo y la estructura, para demostrar la factibilidad de estructuras verticales para el mejor aprovechamiento del área urbana.

“La NORMA SISMORRESISTENTE PARA LA CIUDAD DE MANAGUA, es el producto de un profundo y amplio proceso de estudios de campo en 18 sitios de la ciudad, para calcular la aceleración del suelo y obtener un espectro de diseño seguro en la capital.” (MTI, 2022)

Es preciso obtener la adecuada verificación del comportamiento de las estructuras a través de los valores de aceleración del suelo actualizados, con la finalidad de apreciar gráficamente los cambios en el espectro de diseño.

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. Objetivo general

- Realizar evaluación comparativa de métodos lineales aplicado a modelos estructurales propuestos ubicadas en Managua usando las normativas RNC-07 y NSCM-2022.

1.4.2. Objetivos específicos

- Aplicar el método estático equivalente (MEE) y método de fuerza lateral equivalente (FLE) a modelos estructurales propuestos según el procedimiento planteado en RNC-07 y NSCM-2022, respectivamente.
- Analizar diferentes modelos estructurales usando el método modal espectral, según el Reglamento RNC-07 y NSCM-2022.
- Hacer un análisis comparativo de los resultados obtenidos en los modelos, a través de la aplicación de los métodos lineales estáticos y dinámicos del RNC-07 y NSCM-2022.

CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

2.1. SISMOLOGÍA

Los sismos, terremotos o temblores de tierra, son vibraciones de la corteza terrestre, generadas por distintos fenómenos, como la actividad volcánica, la caída de techos de cavernas subterráneas y hasta por explosiones, Sin embargo, los sismos más severos y los más importantes desde el punto de vista de la ingeniería, son los de origen tectónico, que se deben a desplazamientos bruscos de las grandes capas en que está subdividida dicha corteza. (Bazán & Meli, 2002).

La sismicidad es el conjunto de parámetros que definen totalmente el fenómeno sísmico en el foco y se representa generalmente mediante distribuciones temporales, espaciales, de tamaño, de energía, etc. El estudio de la distribución espacial de terremotos ha sido uno de los factores más importantes a la hora de establecer la teoría de la tectónica de placas, según la cual la superficie de la litosfera está dividida en placas cuyos bordes coinciden con las zonas sísmicamente activas. (INSTITUTO GEOGRAFICO NACIONAL, 2014).

2.2. MÉTODOS DE ANALISIS

2.2.1. Análisis lineal

Un método de análisis lineal es el crecimiento de forma paralela de una magnitud con respecto a otra, particularmente se definen con las magnitudes de las cargas y las respuestas que estas tengan, sin salir del gráfico de la linealidad, por eso la complejidad de estos métodos.

Estos deben cumplir con un par de características para obtener resultados precisos, desde las consideraciones de la elasticidad del material, ductilidad y la magnitud de carga que se le puede aplicar.

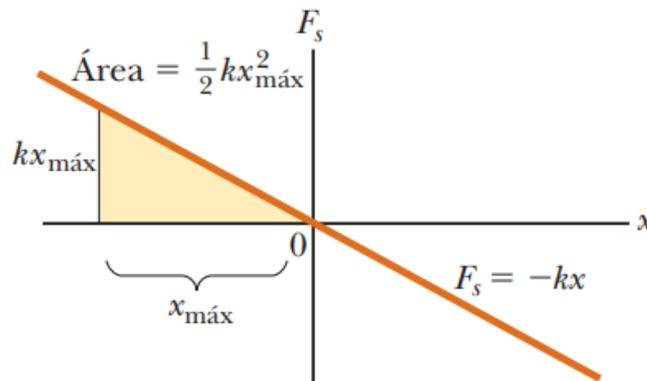
Para determinar la linealidad de un método, debe cumplir con un par de principios:

La forma ideal de introducir el comportamiento de los métodos lineales de análisis, sea el de cargas estáticas o el de cargas dinámicas, es

comprendiendo el principio de la ley de Hooke (1678), el cual la observación de que el alargamiento (no excesivo) es proporcional a la fuerza que se le aplica.

Según (Serway & Jewett, 2015), la ley consiste en que la fuerza que se requiere para estirar o comprimir un resorte es proporcional a la cantidad de estiramiento o compresión X .

Figura 2.1. Principio de la ley de Hooke.



Fuente: (Serway & Jewett, 2015)

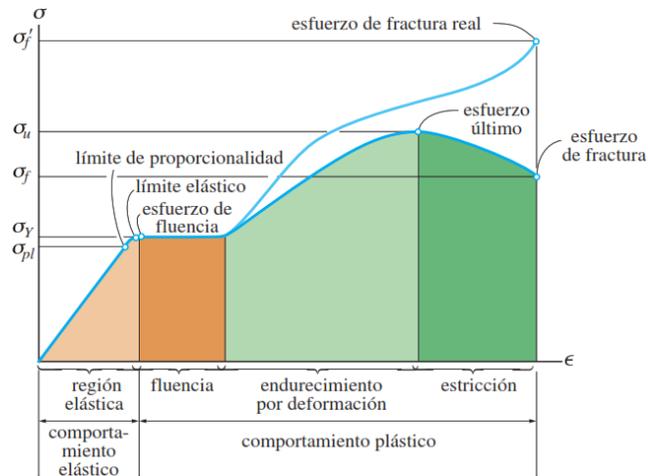
Aplicando este principio de ley de Hooke a una estructura, los esfuerzos son las fuerzas obtenidas a través de los métodos estáticos de fuerzas laterales o dinámicos espectrales, y las deformaciones son los desplazamientos que se obtienen a través de las cargas aplicadas en dependencia al método lineal seleccionado.

2.2.2. Análisis no lineal

El análisis no lineal incursiona por fuera de los alcances del análisis lineal, donde el rango de aplicación inicia cuando el elemento estructural es sometido a cargas "P" que sobrepasan el valor de deformación permisible y sin secuelas de deformación, al sobrepasar la carga "P" ocurre un comportamiento similar a la figura 2.6., donde no se permite tener un retorno a la posición original sin antes tener deformaciones permanentes, debido a que se encuentra dentro del rango de plastificación del material, pasando primero por una zona de fluencia, posteriormente el endurecimiento por deformación, haciendo un esfuerzo último hasta llegar

a una posible ruptura. Lo que pretende abarcar el análisis no lineal es el comportamiento de los elementos estructurales que se encuentran bajo estas condiciones, es decir, cuando las secciones salen del rango elástico y entran en el rango plástico. El análisis no lineal puede realizarse para métodos estáticos y dinámicos.

Figura 2.2. Diagrama Esfuerzo Deformación

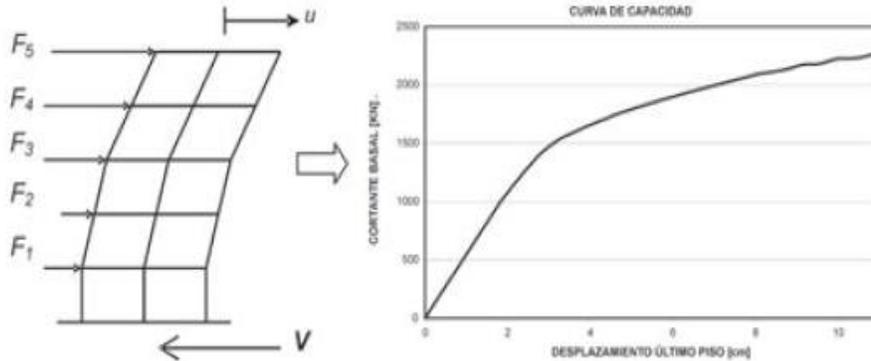


Fuente: (Hibbeler, 2011) Fig. 3-4.

- **Análisis estático no lineal (PUSHOVER)**

Este método se basa en el comportamiento de un sistema estructural fuera del rango elástico, para determinar su punto máximo de resistencia última, previo al colapso total, el procedimiento parte de una fuerza incremental calculada en base a un cortante dinámico aplicado al centro de masa de la estructura, con el fin de obtener agrietamientos en columnas en primera instancia, y a medida incrementa dichas fuerzas, se espera cedencia de algunos elementos estructurales como las vigas, luego fallo en algunas vigas y columnas, hasta llegar al colapso de la estructura.

Figura 2.3. Esquema Push-over para determinar la curva de capacidad



Fuente: (Mora, Villalba, & Maldonado, 2006)

El concepto de espectro de respuesta aparece como un medio conveniente para resumir la respuesta máxima de sistemas lineales y no lineales de un grado de libertad (SDF) a un movimiento sísmico en particular. Igualmente, permite aplicar el conocimiento de la dinámica estructural al diseño de estructuras y al desarrollo de los requerimientos de resistencia a fuerzas sísmicas consignados en los códigos. (Chopra & Goel, 2001)

- **Análisis Dinámico no lineal (Non Linear Time History)**

Es el método más preciso que puede existir en cuanto a análisis dinámico, este consiste en considerar las cargas producidas por un sismo, de los que según la sección 16.2.1.2 de ASCE 7-22, deben usar como mínimo 11 registros en el modelo estructural que incorpora elementos con relación fuerzas-deformación de manera inelástica y al menos la aproximación de efectos de primer orden. La propagación del movimiento de suelo en la estructura produce un registro completo de cualquier parámetro de interés de la respuesta del modelo, sea desplazamientos, derivas u otro parámetro que se desee evaluar.

2.3. DEFINICIONES ESTRUCTURALES

2.3.1. Diafragma rígido

La conceptualización de un diafragma rígido se basa en su concepción estructural, si un elemento tipo losa, es colada en sitio, sin juntas monolíticas, se considera como un diafragma rígido; sin embargo, este debe cumplir con ciertas funciones, como la adecuada distribución de todas las cargas laterales entre los elementos, considerando las masas de cada uno de ellos, se puede aplicar sin ningún problema los métodos de fuerzas laterales a una estructura.

Otra característica es la rigidez lateral de este elemento, es considerada infinita, por lo cual imposibilita considerar deformaciones de parte de la membrana.

Las consideraciones varían según la normativa que se aplique, unas requieren revisión del espesor mínimo, según indica el artículo 6 del Reglamento de República Dominicana (**DGRS, 2011**); todo sistema de losa plana de hormigón armado con espesor mayor o igual que 5 cm, y una relación largo-ancho menor o igual que 4.

Una forma matemática de comprobar la rigidez lateral que aporta la membrana, se encuentra en el mismo artículo y está dada por:

$$\frac{1}{K_{pi}} = \sum_{e=1}^{Ne} \frac{h_e^3}{12E_e I_e} + \sum_{e=1}^{Ne} \frac{h_e}{A_e G_e}$$

(Ec.2.1)

Donde:

Ne: Número de elementos

E: Elemento estructural (Muro o columna)

E_e: Módulo de elasticidad del elemento

I_{ge}: Momento de Inercia de sección transversal del elemento

He: Altura de piso

A_e: Área de la sección transversal

G_e: Módulo de cortante

Si el valor de rigidez de la membrana de concreto es considerablemente mayor a los demás elementos estructurales, se considera como un diafragma rígido, caso contrario, será considerado como semirrígido.

2.3.2. Diafragma semirrígido

Este tipo de diafragma solo posee las capacidades de transmitir las fuerzas de corte directo tangenciales al plano del diafragma.

Desde que las condiciones de diafragma rígido no se cumplen, el sistema de entrepiso se considera como un diafragma semirrígido, según el reglamento nacional de la construcción, se comprueba este comportamiento, con la siguiente condición:

Cuando la deflexión máxima del diafragma (MDD) sea al menos dos veces el desplazamiento máximo de piso de los elementos verticales (DMPEV) la fuerza sísmica tributada aplicada será la calculado según sea el caso.

Por lo tanto, el diafragma será semirrígido o flexible si:

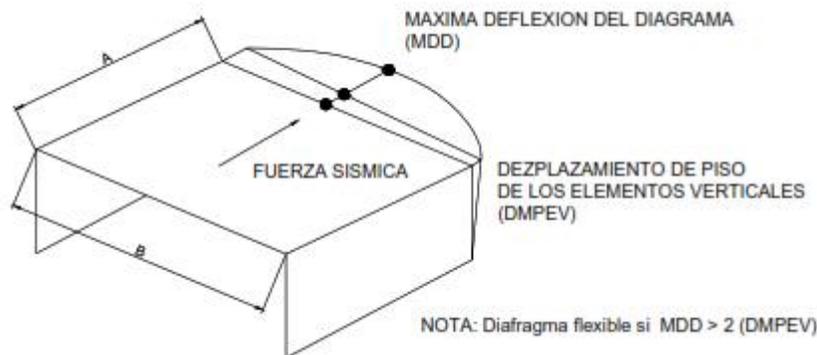
$$MDD > 2DMPEV$$

Donde:

MDD: Máxima deflexión debido a fuerza sísmica aplicada lateralmente

DMPEV: Desplazamiento de piso de los elementos verticales

Figura 2.4. Esquema de comportamiento de un diafragma Rígido/Flexible



Fuente: Figura 1 (MTI, 2007).

2.3.3. Ductilidad

Según la NSCM-22, la ductilidad es la capacidad que poseen los componentes de un sistema estructural de hacer incursiones alternantes en el dominio inelástico, sin pérdida considerable en su capacidad resistente, en dependencia de la ductilidad se verá la cantidad de energía capaz de disipar, manteniéndose dentro del rango elástico, hasta cierto límite donde se pueden tener deformaciones permisibles o previo a llegar al fallo parcial o ruptura del elemento estructural.

A partir del RNC-07, se toma en cuenta la ductilidad para considerar las distorsiones máximas permitidas, esto con el fin de definir un límite según sistema estructural, para salvaguardar las vidas de las personas que se encuentren en dichas edificaciones al momento de un sismo.

2.3.4. Sobrerresistencia

Cuando la ductilidad de un sistema estructural no es capaz de disipar la energía de manera adecuada al momento de incursionar dentro del rango de respuesta inelástico, se propone utilizar un factor de sobrerresistencia que permite al sistema estructural, disipar energía, con el fin de llegar a su esfuerzo último de una forma más adecuada.

Este se determina como la relación entre el cortante basal último que es capaz de soportar la estructura con relación al cortante basal de diseño.

Dentro del RNC-07 se utiliza un valor uniforme de 2 para todos los sistemas estructurales, duplicando el valor de la ductilidad.

La actualización de la norma sísmica de Colombia, dada en enero de 2010, que inició a considerar distintos valores para la sobrerresistencia, esto según la experiencia en campo de distintos comportamientos de disipación de energía, estos indican que “cuando los requisitos para el material estructural y el grado de disipación de energía requieren que los elementos frágiles o las conexiones entre elementos se diseñen para fuerzas sísmicas, deben ser amplificadas por el coeficiente de sobrerresistencia Ω_0 ” (Asociación colombiana de ingeniería sísmica SIS, 2010)

2.4. REGLAMENTO NACIONAL DE LA CONSTRUCCIÓN RNC-07

2.4.1. Método estático equivalente

El método estático equivalente es una simplificación de diseño para el análisis de la fuerza sísmica que afecta la estructura al presentarse un sismo; consistiendo en una fuerza lateral que se distribuye uniformemente en la altura de cada eje principal de las estructuras al ser diseñadas. El cortante basal es la fuerza total sísmica que se encuentra en la base de la estructura, el cual depende principalmente del coeficiente sísmico y que, según el Arto 27 del RNC-07 se calcula de la siguiente manera:

$$F_c = c \cdot W_0 \quad (\text{Ec.2.2})$$

En donde:

F_c : Fuerza cortante actuando a nivel de la base

c : Coeficiente de diseño para la fuerza sísmica, cuyo valor se calcula según el método de análisis sísmico empleado. Arto24, RNC07

W_0 : Carga o peso total del edificio CM + CVR

▪ **Cargas vivas unitarias mínimas**

Dentro del artículo 10 del RNC-07 se plantea el concepto de las cargas vivas, su respectivo uso y limitación de uso: “Se considerarán cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente. Deberán ser consideradas en el diseño las cargas vivas más altas que probablemente ocurran” (MTI, 2007)

Dentro de la tabla 2.1 se presentan los valores propuestos por el RNC-07, estas no incluyen el peso de elementos no estructurales tales como muros divisorios de cualquier material, o peso de elementos que estén fuera de lo habitual, como archivos, cajas fuertes de gran tamaño, libreros pesados, cortinajes en salas de espectáculo. Cuando de estos casos especiales se presentan, deben tomarse como pesos independientes.

Las cargas vivas incidentales son el producto de las cargas vivas por un coeficiente de reducción, generalmente el 40% y para las de almacenaje, su reducción es mucho menor, por lo que para el peso sísmico se mantiene el 85% de la carga viva.

▪ **Coeficiente sísmico**

Según el artículo 24 del Reglamento Nacional de la Construcción, el cálculo de coeficiente de diseño sismorresistente está dado por la siguiente ecuación:

$$C = \frac{S(2.7a_0)}{Q'\Omega} \quad (\text{Ec.2.3})$$

Indicando en la misma sección del artículo 24 que el resultado del coeficiente no debe ser menor que:

$$C_{min} = S \cdot a_0 \quad (\text{Ec.2.4})$$

Donde:

Q' : Factor de reducción por ductilidad. Arto 21, RNC-07

Ω : Factor de reducción por sobrerresistencia. Arto 22, RNC-07

a_0 : Aceleración máxima del terreno. Anexo C, RNC-07

S : Factor de amplificación por el tipo de suelo. Arto 25, RNC-07

El M.E.E. está delimitado por las siguientes restricciones en el Artículo 30:

- Para estructuras regulares de altura no mayor de 40 m.
- Para estructuras irregulares de no más de 30 m.

▪ **Fuerzas sísmicas**

Para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura, se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas. Cada una de estas fuerzas se tomará igual al peso de la masa que

corresponde, multiplicado por un coeficiente proporcional a h, siendo h la altura de la masa en cuestión sobre el desplante.

En el Arto 32.A. del RNC-07 muestra la distribución por piso de las fuerzas cortantes estáticas, calculas con la siguiente ecuación:

$$F_{s_i} = C \cdot W_i \cdot h_i \cdot \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$$

(Ec.2.5)

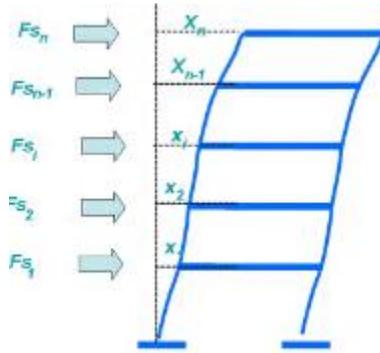
Donde:

F_{s_i} : Fuerza lateral que actua en el nivel i. Arto 32, RNC-07.

W_i : Peso del nivel i

h_i : Altura del nivel i

Figura 2.5. Esquema de fuerzas sísmicas y desplazamientos



Fuente: Figura 4, (MTI, 2007).

▪ **Período de la estructura (Método de Rayleigh)**

El período fundamental de vibración está basado en el método de Rayleigh, siendo aceptado por múltiples normas de construcción. Este método consiste en la ley de la conservación de la energía, permitiendo analizar estructuras de múltiples grados de libertad con un sistema generalizado de un grado de libertad y en el artículo 32.B del RNC-07 se expresa de la siguiente forma:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\sum W_i x_i^2}{g \cdot \sum F_{s_i} x_i}}$$

(Ec. 2.6)

Donde:

x : Desplazamiento del nivel i , relativo a la base de la estructura

W_i : Peso sísmico del nivel i

g : aceleración de la gravedad

F_s : Fuerza sísmica del nivel i

▪ **Reducción de fuerzas sísmicas**

El RNC-07 plantea en el artículo 32.B., la opción de reducir las fuerzas sísmicas con el fin de considerar el período fundamental de la estructura.

Esta fuerza reducida considera la aceleración espectral obtenida en base al período de la estructura en la dirección de análisis:

$$F_{s_i} = \frac{a}{\Omega \cdot Q'} \cdot W_i \cdot h_i \cdot \left(\frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \right)$$

(Ec. 2.7)

Donde:

a : Ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, en porcentaje de g

Ω : Factor de sobrerresistencia

Q' : Factor de reducción por ductilidad

La expresión $\frac{a}{\Omega Q'}$ es el equivalente al coeficiente sísmico según el período de la estructura.

▪ **Efectos de torsión**

La excentricidad torsional de rigideces calculada en cada entrepiso, e_s , se tomará como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y el punto de aplicación de la fuerza cortante en dicho nivel. Para fines de diseño, el momento torsionante se tomará por lo menos igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco o muro resulte más desfavorable de las siguientes:

$$E_D = 1.5e_s + 0.1b$$

(Ec. 2.8-A)

$$E_D = e_s - 0.1b$$

(Ec. 2.8-B)

Donde:

b: dimensión de planta que se considera, medida perpendicularmente a la acción sísmica

e_s: Excentricidad estática

Además, la excentricidad de diseño en cada sentido no se tomará menor que la mitad del máximo valor de *e_s* calculado para los entrepisos que se hallan abajo del que se considera, ni se tomará el momento torsionante de ese entrepiso menor que la mitad del máximo calculado para los entrepisos que están arriba del considerado.

El artículo 32.D. explica que la excentricidad estática es la distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez de cada piso.

$$e_s = |\Delta_{CCM-CCR}|$$

(Ec. 2.8-C)

▪ **Efectos de segundo orden**

El artículo 32.E. del RNC-07, indica que deberán tenerse en cuenta explícitamente en el análisis los efectos geométricos de segundo orden, esto es, los momentos y cortantes adicionales provocados por las cargas verticales al obrar en la estructura desplazada lateralmente. Estos efectos pueden despreciarse en los entrepisos en los que se cumple la siguiente condición:

$$\frac{\Delta}{H} \leq 0.08 \frac{V}{P_Y}$$

(Ec. 2.9)

Donde:

Δ: es el desplazamiento lateral relativo entre los dos niveles que limitan el entrepiso considerado

H: Altura del entrepiso

V: Fuerza cortante calculada en el entrepiso

P_Y : es el peso de la construcción situada encima del entrepiso, incluyendo cargas muertas y vivas, multiplicadas por el factor de carga correspondiente.

▪ **Efectos bidireccionales**

Los efectos de ambos componentes horizontales del movimiento del terreno se combinarán tomando, en cada dirección que se analice la estructura, el 100% de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30% de los efectos perpendiculares a ella, con los signos que resulten desfavorables para cada concepto.

2.4.2. Desplazamiento Lateral

▪ **Derivas por estado límite de Servicio**

Para determinar y evaluar las derivas por servicio, se consideran dos situaciones, tomando al período estructural como el determinante de las siguientes ecuaciones:

- a) Si para el análisis se ha usado el método estático, pero se ha ignorado el efecto del periodo estructural, los desplazamientos serán los que resulten de:

$$\Delta_{Servicio} = F S_i \frac{Q \Omega}{2.5}$$

(Ec. 2.10)

- b) Si para el análisis se ha usado el método estático tomando en cuenta el efecto del periodo estructural, o si se ha utilizado el método dinámico espectral, los desplazamientos serán los que resulten de:

$$\Delta_{Servicio} = F S_i \frac{Q' \Omega}{2.5}$$

(Ec. 2.11)

Donde $F S_i$ es la fuerza reducida obtenida para realizar la evaluación correspondiente de las derivas por piso, cuyas limitaciones de daño a elementos no estructurales se considerarán como satisfactorios, es cuando estos la diferencia entre los desplazamientos laterales y los calculados según la ecuación 2.10 o 2.11, según sea el caso, no excederán 0.002, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones

apreciables, como muros de mampostería, en este caso se extiende el límite de excedencia a 0.004.

▪ **2.4.2.2. Desplazamiento por estado límite de colapso**

Los desplazamientos por estado límite de colapso, según el arto 34.B, están dados por:

$$\Delta_{Colapso} = F S_i \cdot Q \cdot \Omega$$

(Ec. 2.12)

Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos obtenidos de la ecuación 2.1.2, divididas por las diferencias de elevaciones correspondientes, no excederán las distorsiones definidas en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1. Distorsiones máximas permisibles

Sistema estructural	Distorsión
Marcos dúctiles de concreto reforzado (Q= 3 ó 4)	0.0300
Marcos dúctiles de acero (Q= 3 ó 4)	0.0300
Marcos de acero ó concreto con ductilidad limitada (Q= 1 ó 2)	0.0150
Losas planas sin muros o contravientos	0.0150
Marcos de acero con contravientos excéntricos	0.0200
Marcos de acero o concreto con contravientos concéntricos	0.0150
Muros combinados con marcos dúctiles de concreto (Q= 3)	0.0150
Muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada (Q= 1 ó 2)	0.0100
Muros diafragma	0.0060
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla	0.0050
Muros de carga de: mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente; o mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla	0.0040
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior	0.0020
Muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente	0.0015

Fuente: Tabla 4 (MTI, 2007).

2.4.3. Parámetros para la obtención del coeficiente sísmico

▪ **Grupos**

El arto 20 indica los 3 grupos de clasificación de las estructuras:

Grupo A: Estructuras esenciales: Se requieren en operación luego de un sismo intenso, para atender a la población inmediatamente, como

hospitales, estaciones de bomberos, estaciones de policía, edificios de gobierno, escuelas, centrales telefónicas, terminales de transporte, etc.

Grupo B: Estructuras de normal importancia: el grado de seguridad requerido es intermedio, y cuya falla parcial o total causaría pérdidas de magnitud intermedia como viviendas, edificios de oficinas, locales comerciales, naves industriales, hoteles, depósitos y demás estructuras urbanas no consideradas esenciales, etc.

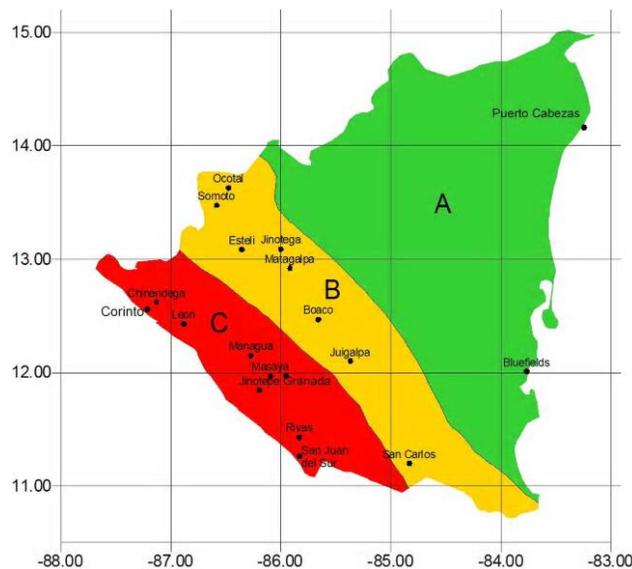
Grupo C: Estructuras de menor importancia: son aquellas estructuras aisladas cuyo falla total o parcial no pone en riesgo la vida de las personas, como barandales y cercos de altura menor a 2.5m.

▪ **Zonificación sísmica**

Los mapas de zonificación sísmica se construyen a partir de rejillas de puntos que indican la aceleración del suelo, delimitando áreas en donde la probabilidad de un evento sísmico sea mayor, intermedio o casi nulo.

En la figura 2.6 se muestra el riesgo sísmico para cada región del país.

Figura 2.6. Zonificación sísmica de Nicaragua



Fuente: Figura 2, (MTI, 2007).

▪ **Influencia del suelo y del período del edificio**

La clasificación del suelo se basa en la velocidad de corte:

- Tipo I: Afloramiento rocoso con $V_s \geq 750 \text{ m/s}$,
- Tipo II: Suelo firme con $360 < V_s \leq 750 \text{ m/s}$
- Tipo III: Suelo moderadamente blando, con $180 < V_s \leq 360 \text{ m/s}$
- Tipo IV: Suelo muy blando, con $V_s \leq 180 \text{ m/s}$

El valor de aceleración del suelo se determina por la estratificación y las ecuaciones de velocidad de corte,

$$V_s = \frac{\sum_{n=1}^N h_n}{\sum_{n=1}^N \frac{h_n}{V_n}}$$

(Ec. 2.12)

Donde:

h_n : espesor del n – ésimo estrato

V_n : Velocidad de ondas de corte del n – ésimo estrato

N : número de estratos

Si no se dispone de mapas de microzonificación para determinar el valor de la aceleración del suelo, se utilizarán los factores propuestos en la tabla 2.2., Considerando la Zona sísmica y el tipo de suelo.

Tabla 2.2. Factores de amplificación por tipo de suelo

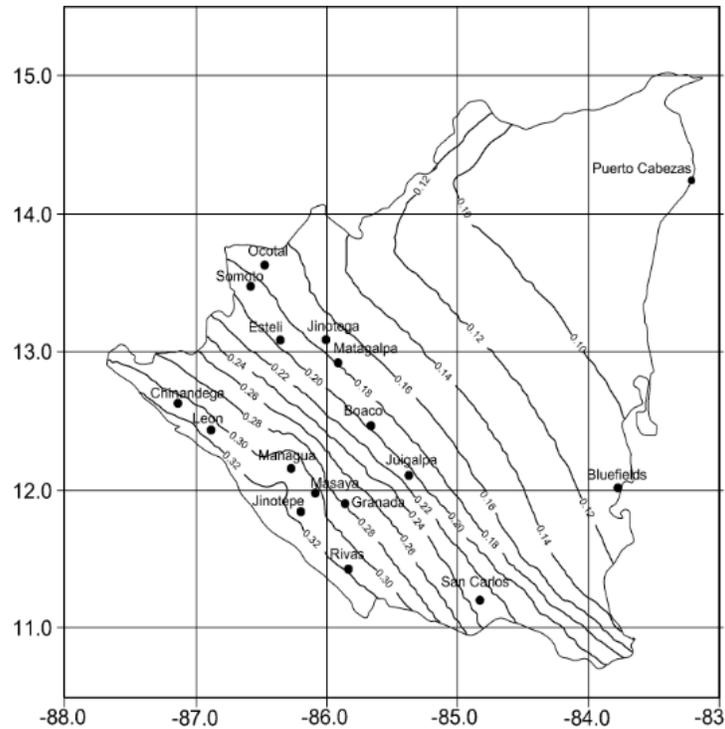
Zona Sísmica	Tipo de suelo		
	I	II	III
A	1.0	1.8	2.4
B	1.0	1.7	2.2
C	1.0	1.5	2.0

Fuente: Tabla 2, (MTI, 2007).

- ***Aceleración máxima del terreno (a_0)***

Luego de realizar estudios de sitio en diferentes puntos del país, se obtuvo el valor aproximado de la aceleración del terreno, con lo que se representa en la figura 2.11 dichos valores de PGA, con los que se delimitó la zonificación sísmica (ver figura 2.10.), dividiendo en 3 zonas sísmicas el territorio nacional.

Figura 2.7. Mapa de isoaceleraciones RNC-07



Fuente: Anexo C, (MTI, 2007).

- ***Valores asignados para el factor de Ductilidad***

Dentro del anexo B del RNC-07 se muestran los valores de Q propuestos para usar dentro de los métodos de análisis de esta norma.

➤ Ductilidad para estructuras de acero:

Tabla 2.3. Factor de ductilidad para estructuras metálicas

Sistema estructural	Descripción	Factor de comportamiento sísmico, Q
a) Edificios Industriales	Edificios con marcos rígidos en una dirección (X), y contraventeados con diagonales que trabajan exclusivamente a tensión en la dirección ortogonal (Y).	$Q_x \geq 2^{(1)}$ $Q_y = 1$
	Edificios con marcos rígidos en una dirección (X), y contraventeados con diagonales que pueden trabajar en tensión o compresión en la dirección ortogonal (Y).	$Q_x \geq 2^{(1)}$ $Q_y = 1.5$
b) Sistemas contraventeados	Contraventeo excéntrico.	4
	Contraventeo concéntrico dúctil.	3
	Contraventeo concéntrico con ductilidad normal.	2
c) Marcos rígidos	Marcos rígidos de acero con ductilidad alta.	4 ó 3
	Marcos rígidos de acero con ductilidad reducida.	2

Fuente: Tabla 1B, (MTI, 2007).

En caso que se desee utilizar un sistema estructural más específico, y que no se encuentre dentro de esta tabla, se puede referenciar con los datos planteados dentro de la NTC para estructuras de concreto, acero y madera.

➤ Factores de ductilidad para estructuras de concreto:

Estructuras diseñadas con Q igual a 4:

- a) Estructuras a base de marcos especiales resistente a momento, colados en el lugar.
- b) Estructuras coladas en el lugar, formadas por marcos y muros ó contravientos que cumplan con el capítulo 21 del ACI 318-02 en las que la fuerza cortante inducida por el sismo resistida por los marcos en cada entrepiso sea por lo menos el 50 por ciento de la total.

Estructuras diseñadas con Q igual a 3:

- a) Estructuras a base de marcos especiales resistente a momento, colados en el lugar.

b) Estructuras coladas en el lugar, formadas por marcos y muros ó contravientos que cumplan con el capítulo 21 del ACI 318-02 en las que la fuerza cortante inducida por el sismo resista por los marcos en cada entrepiso sea menor que el 50 Por ciento de la total.

➤ Factor de ductilidad para estructuras de madera:

a) $Q = 3.0$ para diafragmas construido con madera contrachapada

b) $Q = 2.0$ para diafragmas construido con madera machihembrada inclinadas y para sistemas de muros formados por madera machihembrada de elementos horizontales o verticales combinadas son elementos diagonales de madera maciza

c) $Q = 1.5$ para marcos y armaduras de madera maciza

▪ ***Factor de corrección por ductilidad Q'***

La ductilidad trabaja al 100% cuando la estructura es regular, caso contrario, se debe reducir en un porcentaje, el arto 23 del RNC-07 muestra las condiciones que se deben evaluar para considerar regular una estructura:

- 1) Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Estos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.
- 2) La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5
- 3) La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.
- 4) En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.

- 5) En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.
- 6) No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.
- 7) El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.
- 8) Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción.
- 9) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.
- 10) La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.
- 11) La resistencia al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

12) En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, es, excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

De cumplir todas las condiciones, considerar:

$$Q' = Q$$

Cuando la estructura no cumpla con uno o más requisitos, será considerada como irregular.

La estructura será considerada fuertemente irregular en caso que cumpla con una de estas dos condiciones:

- 1) La excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , excede en algún entrepiso de 20 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso, medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

- 2) La rigidez o la resistencia al corte de algún entrepiso excede en más de 100 por ciento a la del piso inmediatamente inferior.

Para el caso que la estructura sea irregular o fuertemente irregular, debe corregirse el valor de Q , por lo que la ductilidad se reduce considerablemente.

La corrección debe ser de la siguiente forma:

- No cumple con una condición:

$$Q' = 0.9Q$$

- No cumple con dos o más condiciones:

$$Q' = 0.8Q$$

- La estructura es clasificada como fuertemente irregular:

$$Q' = 0.7Q$$

Considerando que, bajo cualquiera de los casos anteriormente planteados, el factor de Q' no puede ser menor que la unidad.

2.4.4. Método dinámico modal espectral

Es un análisis que utiliza la respuesta dinámica de los picos de todos los modos que aporten una contribución significativa a la respuesta estructural del edificio. Las respuestas modales se calculan usando las ordenadas del espectro de respuesta correspondiente a los periodos modales. (MTI, 2007).

El análisis modal espectral (o método de la respuesta espectral) es un método ventajoso para estimar los desplazamientos y fuerzas en los elementos de un sistema estructural. El método implica el cálculo solamente de los valores máximos de los desplazamientos - y las aceleraciones - en cada modo usando un espectro de diseño, el mismo que representa el promedio o la envolvente de espectros de respuesta para diversos sismos, con algunas consideraciones adicionales expuestas en los códigos de diseño. Luego se combinan estos valores máximos, por ejemplo, mediante un promedio ponderado entre la media y la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de tales valores máximos; otro método es el de la combinación cuadrática completa (método CQC), que considera además una correlación entre los valores modales máximos. De este modo, se obtienen los valores más probables de desplazamientos y fuerzas. (CISMID; FIC; UNI, s.a.)

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = m\ddot{u}_g(t)$$

(Ec.2.13)

Donde:

u: Es el vector respuesta d desplazamiento de la estructura. Se denomina como simplificación de $u(t)$

m: Es la matriz de masas de la estructura

k: Es la matriz de rigidez de la estructura

i: vector de influencia, equivalente a la unidad

c: Es la matriz de Amortiguamiento de la estructura

El lado derecho de la ecuación 2.9., puede ser expresado como la fuerza lateral efectiva del sismo:

$$P_{eff}(t) = m\ddot{u}_g(t) \quad (\text{Ec.2.14})$$

La distribución espacial de estas fuerzas, sobre la altura de la estructura a evaluar, está dada por el vector de arrastre: $s = m\ddot{u}_g$ y la variación del tiempo por: $\ddot{u}_g(t)$. Esta distribución de fuerzas puede expandirse como la sumatoria de las distribuciones de fuerzas inercial modal s_n

$$m\ddot{u}_g = \sum_1^N s_n = \sum_1^N \Gamma_n m \phi_n \quad (\text{Ec.2.15})$$

Los desplazamientos u de un sistema con N grados de libertad pueden expresarse como superposición de las contribuciones modales

$$u(t) = \sum_{n=1}^N \phi_n q_n(t) \quad (\text{Ec.2.16})$$

Donde

ϕ_n : vector n – esimo modo de vibración normalizado

$q_n(t)$: expansión modal del modo n de vibrar

Para la determinación de los modos de vibración Φ , es mediante la resolución de los autos vectores y auto valores al imponer la siguiente condición

$$|k - \omega^2 \cdot m| = 0 \quad (\text{Ec.2.17})$$

Luego se realiza un cambio de base a los modos de vibración, consiste en sustituir desplazamiento u , velocidad \dot{u} y aceleración \ddot{u}

$$u = \Phi q_n; \dot{u} = \Phi \cdot \dot{q}_n; \ddot{u} = \Phi \cdot \ddot{q}_n \quad (\text{Ec.2.18})$$

Sustituyendo en la ecuación de equilibrio dinámico que rige las estructuras, incluyendo el coeficiente Γ_n queda

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n\omega_n\dot{q}_n + \omega_n^2q_n = -\Gamma_n\ddot{u}_g \quad (\text{Ec.2.19})$$

En donde

$$\zeta_n = \frac{c}{2m\omega_n} : \text{Amortiguamiento en el } n \text{ modo de vibrar}$$

$$\omega_n^2 = \frac{k}{m} : \text{Frecuencia angular del sistema del } n \text{ modo de vibrar}$$

El coeficiente o factor de participación modal Γ_n se define por:

$$\Gamma_n = \frac{\phi_n^T m u}{\phi_n^T m \phi_n} \quad (\text{Ec.2.20})$$

Para resolver la ecuación diferencial se obtiene a partir de los espectros de respuestas reducidos, obteniéndose de esta manera una aproximación a la respuesta máxima $x_{m\acute{a}x}$ en cada modo, para ellos se calcula el periodo natural de cada modo de vibración $T_n = \frac{2\pi}{\omega_n}$, así se puede determinar la aceleración para cada periodo $A_n(T_n)$, esta se divide por la frecuencia propia al cuadrado ω_n^2 para obtener el desplazamiento espectral $D_n(T_n)$ y luego tener las contribuciones del n-ésimo modo de los desplazamientos modales $u_n = \Gamma_n\phi_nD_n$. En el análisis sísmico se recomienda que el cálculo de las fuerzas sea por un procedimiento estático. (Chopra A. K., 2014)
Las fuerzas estáticas equivalentes asociadas con la respuesta del n-ésimo modo son

$$f_n = ku_n \quad (\text{Ec.2.21})$$

Que se puede reescribir de forma matricial como indica Chopra (2014)

$$f_n = s_n A_n \quad (\text{Ec.2.22})$$

Idénticamente a como lo expresa el Arto 33 del RNC-07 de forma lineal

$$S_m = \frac{A_m}{g} \bar{\alpha}_m \sum_1^n W_i \quad (\text{Ec.2.23})$$

Siendo

$$\bar{\alpha}_m = \frac{(\sum_1^n W_i \phi_{im})^2}{\sum_1^n W_i \phi_{im}^2} \cdot \frac{1}{\sum_1^n W_i}$$

(Ec.2.24)

Donde

$\bar{\alpha}_m$: Factor de participación modal en el modo m

ϕ_{im} : Amplitud normalizada en el piso i en el modo m

W_i : Peso del piso i , considerando (Carga Muerta + Carga viva reducida)

A_m : Aceleración espectral reducida correspondiente al modo de vibración m

Según el RNC-07, las respuestas modales se calculan a través del método de superposición cuadrática completa (SRSS)

$$Y_T = \sqrt{\sum Y_i^2}$$

(Ec.2.25)

En donde Y_T puede ser fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, u otras. Siempre y cuando los periodos de los modos naturales en cuestión difieran al menos diez por ciento entre sí.

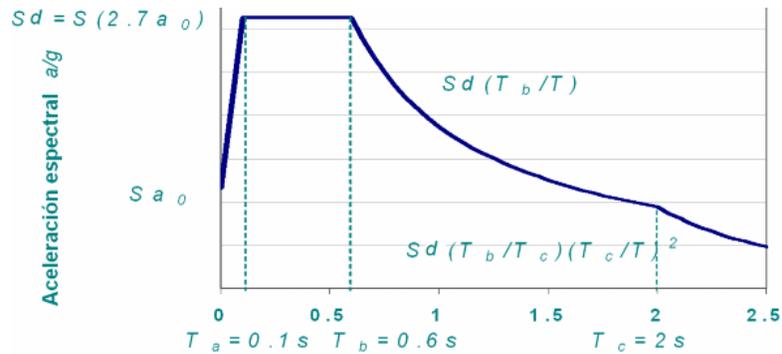
2.4.4. Espectro de diseño sísmico

El espectro de diseño es la representación del movimiento del suelo según el período de retorno que se considere para dicho análisis.

A partir de los valores de aceleración máxima del suelo (PGA), presentes en la figura 2.8., se construye el espectro, con pseudoaceleraciones al 5% de amortiguamiento usando los criterios señalados en el artículo 27.

La forma del espectro se aprecia en la figura 2.8, delimitando los rangos dados por los períodos aproximados T_a , T_b y T_c .

Figura 2II.8. Espectro de diseño RNC-07



Fuente: Figura 3, (MTI, 2007).

Las aceleraciones espectrales se definen con las siguientes ecuaciones, basadas en función del período fundamental calculado previamente:

- Si $T < T_a$

$$a = S \left[a_0 + (d - a_0) \frac{T}{T_a} \right] \quad (\text{Ec.2.26})$$

- Si $T_a \leq T \leq T_b$

$$a = S d \quad (\text{Ec.2.27})$$

- Si $T_b \leq T \leq T_c$

$$a = S d \left(\frac{T_b}{T} \right) \quad (\text{Ec.2.28})$$

- Si $T > T_c$

$$a = S d \left(\frac{T_b}{T} \right) \left(\frac{T_c}{T} \right)^2 \quad (\text{Ec.2.29})$$

Donde:

$$d = 2.7 a_0$$

$$T_a = 0.1 \text{ seg}$$

$$T_b = 0.6 \text{ seg}$$

$$T_c = 2 \text{ seg}$$

2.5. NORMA SISMORRESISTENTE PARA LA CIUDAD DE MANAGUA NSCM-22

2.5.1. Método de la fuerza lateral equivalente (FLE)

▪ **Limitación de uso**

Según el apartado 8.2.1.1. de la NSCM-22: “Puede utilizarse el método estático FLE para el análisis de:

- Estructuras regulares (según sección 5), de altura no mayor a 12 m,
- Estructuras irregulares de no más de 6 m de altura.

Para edificios ubicados en la Zona uno (Z1),

- Estructuras regulares de altura no mayor a 24m
- Estructuras irregulares de no más de 12m de altura.

“El método estático de análisis no podrá usarse para estructuras clasificadas como tipo III y IV, o que tengan irregularidad extrema de acuerdo a la sección 5. Tampoco podrá usarse para establecer aceleraciones de piso en estructuras cuyos sistemas de piso no cumplan las condiciones de diafragma rígido. Además, no se podrá utilizar cuando el suelo es clasificado como tipo E.” (MTI, 2022)

El método FLE puede ser utilizado para todas las zonas sísmicas del país y para estructuras clasificadas como tipo I y II con las limitaciones mencionadas.

▪ **Cortante basal**

La ecuación para obtener el cortante basal, usando el método de Fuerza lateral equivalente está dada por:

$$V_b = C_s \cdot W$$

(Ec.2.30)

En donde:

V_b : Fuerza cortante actuando a nivel de la base

C_s : Coeficiente sísmico, cuyo valor se calcula según la sección 8.2.1.3

W : Peso sísmico efectivo

▪ **Coeficiente sísmico**

El valor de C_s se obtiene en función del período aproximado, a través de las siguientes ecuaciones:

- Si $0 \leq T \leq FS_{TC} \cdot T_c$

$$C_s = \frac{\beta \cdot A_0}{R_o} \quad (\text{Ec.2.31})$$

- Si $FS_{TC} \cdot T_c \leq T \leq T_d$

$$C_s = \frac{\beta \cdot A_0}{R_o} \left(\frac{FS_{TC} \cdot T_c}{T} \right)^p \quad (\text{Ec.2.32})$$

- Si $T_d \leq T$

$$C_s = \frac{\beta \cdot A_0}{R_o} \left(\frac{FS_{TC} \cdot T_c}{T} \right)^p \left(\frac{T_d}{T} \right)^q \quad (\text{Ec.2.33})$$

La ecuación del coeficiente sísmico mínimo está dada por:

$$C_{S_min} = FS_{TC} \cdot \beta \cdot \frac{A_0}{R_o} \quad (\text{Ec.2.34})$$

Basada en la ecuación 12.8-6 de la norma ASCE7-16, el cual aplica para sitios con fallas sísmicas cercanas, donde el efecto de tipo pulso generado por el fallamiento, puede incrementar la demanda en periodos largos. Para esto se propuso el periodo $T = 2s$. En esta propuesta se consultó la publicación del paper: “Adjustment of minimum seismic shear coefficient considering site effects for long-period structures”. (Insheng Guan, Hongbiao Du, Jie Cui, Qingli Zeng and Haibo Jiang).” (MTI, 2022)

Donde:

$$A_0 = a_0 \cdot F_{as} \cdot I \quad (\text{Ec.2.35})$$

I: Índice de importancia

F_{as}: Factor de amplificación vertical por el tipo de suelo

β: Cociente de aceleración *a* (Meseta)/*a₀*

a₀: Aceleración de terreno en roca para periodo 0

R_o: Factor de comportamiento sísmico del nivel estructural

F_s: Factor de ajuste espectral para *T_b* y *T_c* (*FS_{Tb}*, *FS_{Tc}* ajustan la meseta del espectro)

T_c: Período inicial del espectro en la rama de velocidad constante

T_d: Período inicial del espectro en la rama de desplazamiento constante

T: Período fundamental de la estructura

p = 0.8

q = 2

▪ **Fuerza sísmica lateral *F_x***

Para la obtención de la fuerza sísmica lateral, se requiere de forma previa calcular el cortante basal, definido en la sección 8.2.1.2. de la NSCM-22.

Usando la ecuación:

$$F_x = C_{vx} \cdot V_b \tag{Ec.2.36}$$

$$C_{vx} = \frac{W_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i^k} \tag{Ec.2.37}$$

Donde:

F_x: Fuerza sísmica lateral.

C_{vx}: Coeficiente de distribución vertical de la fuerza.

W_i y *W_x*: porción del peso sísmico efectivo de la estructura *W*, localizado o asignado al nivel *i* o *x*.

h_i y *h_x*: Altura desde la base al nivel *i* o *x*.

k: Exponente relacionado al período de la estructura.

Y el valor de *K* se determina según el valor del período de la estructura:

Si $T \leq 0.5$ s

$$k = 1$$

Si $T \geq 2.5 s$

$$k = 2$$

En caso que el período se encuentre entre $0.5 \text{ seg} < T < 2.5 \text{ seg}$, el valor de k será interpolado con la siguiente ecuación:

$$k = 0.75 + 0.5T$$

(Ec.2.37 B)

2.5.2. Parámetros para la obtención del coeficiente sísmico C_s

Clasificación por grupo de importancia

La clasificación por grupo de importancia dentro del RNC-07 se divide en 3 tipos, pero dentro del acápite 5.1. de la NSCM-22 se dividen en 4 categorías según el nivel de riesgo y en base a esto, se selecciona el sismo de diseño.

La categoría de riesgo está relacionada con el grupo de importancia, esto se determina según la ocupación de dicha estructura, (ver anexo B.3.), en base a esto, la tabla 2.7 muestra el sismo de diseño a considerar en base a la categoría y finalmente el factor de importancia, (ver tabla 2.8).

Tabla 2.7 Sismo de diseño según categoría de riesgo

Grupo de Importancia	Categoría de Riesgo	Sismo de diseño
Estructuras no destinadas a habitación	I	Sismo de servicio.
Estructuras de ocupación normal	II	Sismo de diseño
Estructuras de ocupación especial	III	Sismo extremo I.
Estructuras esenciales	IV	Sismo extremo II.

Fuente: Tabla 5.5.1 (MTI, 2022).

La intención de la aplicación de un factor de importancia diferente de la unidad, es la de especificar movimientos sísmicos asociados a una probabilidad de excedencia que se corresponda con un riesgo apropiado al grupo de importancia en cuestión.

Tabla 2.8. Factor de importancia

Categoría de riesgo	I
I	0.75
II	1.0
III	1.3
IV	1.65

Fuente: Tabla 5.21. (MTI, 2022)

▪ **Clasificación por tipo de categoría sísmica CDS**

Basados en el nivel de amenaza sísmica, las estructuras pueden clasificarse en:

- CDS=A: No proporciona a la estructura ninguna incursión inelástica
- CDS=B: Proporciona una baja capacidad de incursión inelástica
- CDS=C: Proporciona una moderada capacidad para incursionar de manera estable dentro del rango inelástico sin pérdida de capacidad portante.
- CDS=D: Proporciona una elevada capacidad para incursionar de manera estable dentro del rango inelástico.

Tabla 2.9. Categoría de diseño sísmico basado en el parámetro de aceleración del terreno PGA

PGA Valores de a_0 en g	Categoría de riesgo	
	I, II	III, IV
$a_0 \leq 0.10$	A	B
$0.10 < a_0 < 0.15$	B	C
$0.15 \leq a_0 < 0.30$	C	D
$0.30 \leq a_0$	D	D

Fuente: Tabla 5.3.1, (MTI, 2022) .

▪ **Amplificación vertical por tipo de suelo**

De igual manera se obtiene el valor de amplificación vertical del suelo, antes conocido como “S” en el RNC-07, se consideran los tipos de suelo y la zona sísmica.

Las consideraciones para clasificación de tipo de suelo están presentes en la siguiente tabla:

Tabla 2.10. Clasificación por tipo de suelo

Clasificación del sitio	Descripción	Definición		
		Velocidad de onda de corte V_s (m/s)	Resistencia de penetración estándar \bar{N}	Resistencia al corte del suelo sin drenar S_u (kg/cm ²).
A	Roca rígida	$V_s > 1500$	N/A	N/A
B	Roca	$760 < V_s \leq 1500$	N/A	N/A
C	Suelo muy Denso y Roca Blanda	$360 < V_s \leq 760$	$\bar{N} > 50$	$S_u \geq 1.0$
D	Suelo Rígido	$180 < V_s \leq 360$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$0.5 \leq S_u \leq 1.0$
E	Suelo Blando	$V_s < 180$	$\bar{N} < 15$	$S_u < 0.5$
E	-	Además, se considerará un suelo tipo E, cualquier capa de suelo con más de 3m que tenga las siguientes características. 1. Índice de Plasticidad $PI > 20$ 2. Contenido de humedad $w \geq 40\%$ 3. Resistencia al cortante sin drenar $S_u < 0.2 \text{ kg/cm}^2$		

Fuente: Tabla 6.3.1, (MTI, 2022).

Tabla 2.11. Factores de amplificación vertical por tipo de suelo F_{as}

Zona Sísmica	Tipo de Suelo				
	A	B	C	D	E
Z_1	0.8	1	1.4	1.7	2.2
Z_2	0.8	1	1.4	1.6	2.0
Z_3	0.8	1	1.4	1.5	ver nota
Z_4	0.8	1	1.3	1.4	ver nota

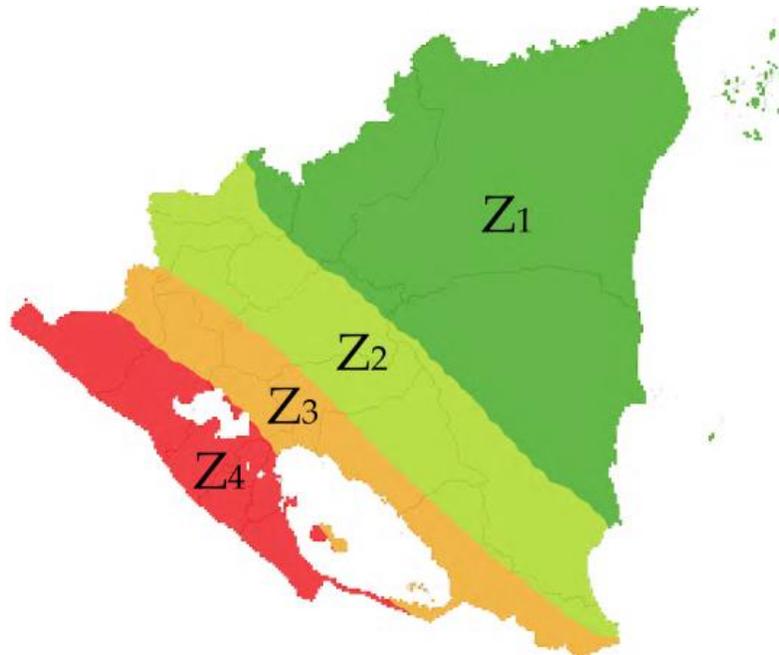
Fuente: Tabla 6.4.1. (MTI, 2022).

Nota: Para suelo E, deberá de realizarse un estudio de respuesta sísmica de sitio, para estimar la amplificación del suelo. (MTI, 2022).

- **Zonificación sísmica**

Para los fines de esta norma, el territorio se divide en 4 zonas sísmicas, a como se aprecia en la figura 2.9. Este mapa conserva similitudes con el anterior reglamento; ya que sigue basándose en la peligrosidad local, este mapa fue construido en base a una serie de estudios en 43 zonas fuentes y otras 37 en el resto del territorio.

Figura 2.9. Nuevo mapa de zonificación sísmica para Nicaragua

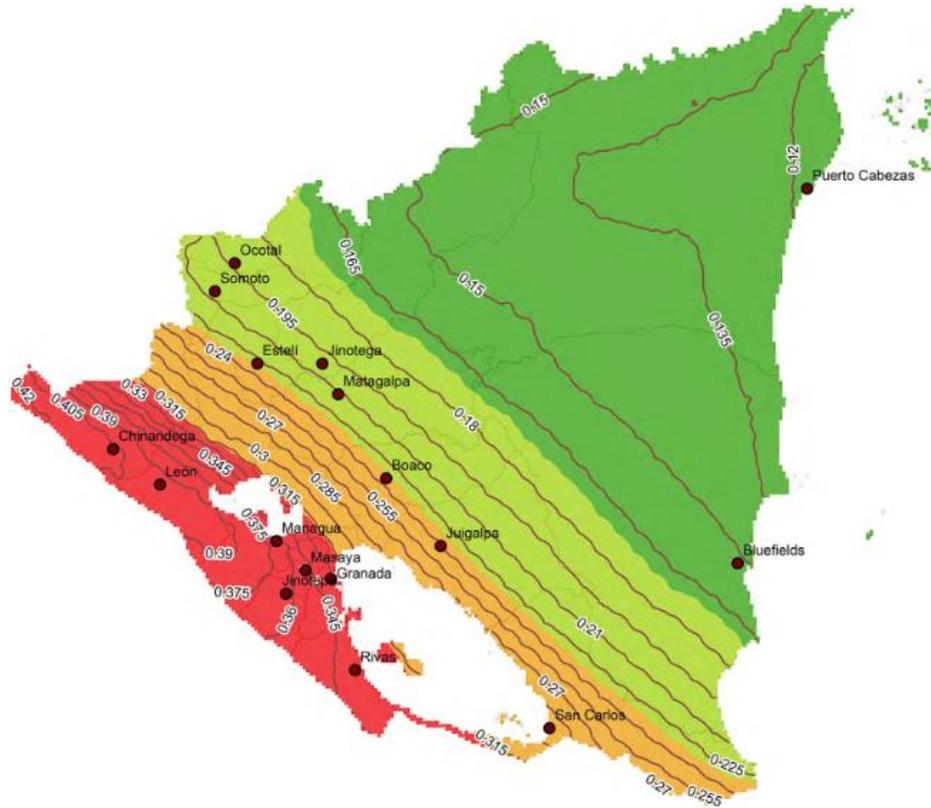


Fuente: Figura 6.2.1. (MTI, 2022).

- **Aceleración espectral**

Con los estudios de sitio se obtuvo una actualización de valores de iso-aceleraciones espectrales, delimitando las zonas sísmicas a través de las rejillas, desde los más altos que están comprendidos en la Z4, con valores entre 0.4-0.35 hasta valores bajos, Z3 comprendida entre el límite inferior de Z4 y 0.18, donde inicia la Z2 hasta el mínimo de 0.18, la Z1 entre 0.165-0.12, estos valores están en la tabla 14.2 de la NSCM-22.

Figura 2.10. Mapa de aceleraciones para Nicaragua (a0)



Fuente: Figura 6.2.2. (MTI, 2022).

▪ ***Cargas variables unitarias mínimas***

Las normativas de referencia para la asignación de las cargas variables unitarias mínimas, son mencionados en el capítulo 4 de la NSCM-22:

- Comité ISO TC98 / SC3, Cargas, fuerzas y otras acciones.
- ISO 2103-86, Cargas por uso y ocupación en edificios residenciales y públicos.

Los valores de cargas variables conservan similitud con las cargas del RNC-07, a excepción de Bodegas pesadas, y las marquesinas, cuyos valores se han aumentado en la actualización.

▪ ***2.5.2.6. Reducción de carga viva***

La peculiaridad que se presenta en NSCM-2022, con respecto a la obtención del peso sísmico, se refleja en el cambio de lo que anteriormente

estaba en un valor de “CVR” ya asignado, ahora debe ser calculado manualmente según la reducción que se le deba asignar.

En los comentarios se encuentran los nuevos parámetros de revisión para la aplicación adecuada de la carga viva reducida para tributación en columnas y vigas.

- **Peso sísmico**

El peso sísmico efectivo de la estructura (W) será el que resulte de la superposición de las cargas permanentes más una fracción de las cargas variables que contribuyan a la respuesta sísmica de la estructura. (MTI, 2022)

En el apartado 9.6. de la nueva norma dice lo siguiente:

Independientemente del método de análisis que se use, el peso sísmico efectivo a utilizarse será:

- Caso general

$$W = CM + 0.15CV$$

(Ec.2.38-A)

- Casos especiales: Bodegas, parqueos y almacenaje

$$W = CM + 0.3CV$$

(Ec. 2.38-B)

Donde:

CM : *Carga muerta total de la estructura* (incluye su peso propio de los elementos estructurales y no estructurales, así como los equipos que estén fijos o bien adheridos a la estructura de tal manera que influyan en su respuesta sísmica).

CV : *Carga variable*; (según la Tabla 7.1.1 que está en función del uso y destino de la edificación).

- **Coeficiente de modificación de respuesta**

El coeficiente de modificación de respuesta “ R ”, que es el equivalente a la ductilidad “ Q ”, pero amplificado por la sobrerresistencia asignada a dicho

▪ **Corrección de coeficiente de Respuesta**

La corrección coeficiente de respuesta consiste en la evaluación independiente de regularidad en planta y elevación (Tabla 2.13 y 2.14), luego de evaluarlas, se corrige en caso que sea necesario.

Tabla 2.12. Factor de regularidad

Factor de regularidad en planta	Factor de regularidad en elevación
$\Phi_P = \Phi_{PA} \times \Phi_{PB}$	$\Phi_E = \Phi_{EA} \times \Phi_{EB}$
Donde: D	onde:
Φ_P -- Factor de regularidad en planta	Φ_E -- Factor de regularidad en elevación
Φ_{PA} – Mínimo valor de ϕ_{Pi} de cada piso i para el caso de irregularidades del tipo 1,2 y/o 3.	Φ_{EA} – Mínimo valor de ϕ_{Ei} de cada piso i para el caso de irregularidades del tipo 1 y 4.
Φ_{PB} – Mínimo valor de ϕ_{Pi} de cada piso i para el caso de irregularidades del tipo 4.	Φ_{EB} – Mínimo valor de ϕ_{Ei} de cada piso i para el caso de irregularidades del tipo 2 y 3.
ϕ_{Pi} – Factor de irregularidad en planta	ϕ_{Ei} – Factor de irregularidad en elevación

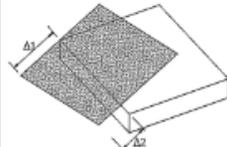
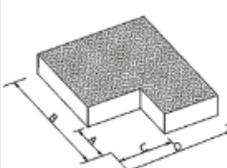
Fuente: Tabla 5.4.1, (MTI, 2022).

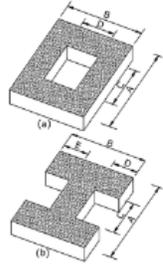
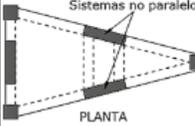
Para la corrección de factor R_0 , se usa la siguiente ecuación:

$$R_0 = R\Phi_P\Phi_E$$

(Ec 2.39)

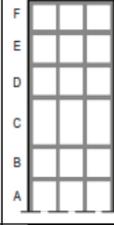
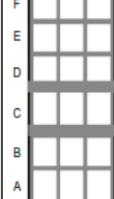
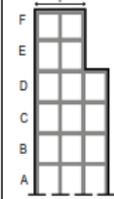
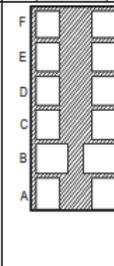
Tabla 2.13. Factores de irregularidad en planta

<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional</p> <p>$\phi_{Pi} = 0.9$ $\Delta > 1.2 * \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}\right)$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en la sección 9.6 de la presente norma.</p>	
<p>Tipo 2 - Retroceso excesivos en las esquinas</p> <p>$\phi_{Pi} = 0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	

<p>Tipo 3 – Discontinuidad en los sistemas de piso $\phi_{Pi} = 0.9$ a) $C \times D > 0.5A \times B$ b) $[C \times D + C \times E] > 0.5A \times B$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 – Ejes estructurales no paralelos $\phi_{Pi} = 0.8$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p> <p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto, la presencia de estas irregularidades requiere incluir en los modelos de análisis las deformaciones por flexión, fuerza axial, cortante y por torsión de los elementos estructurales y el método de análisis deberá ser dinámico espacial.</p>	

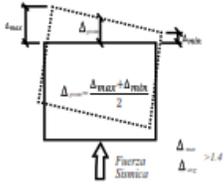
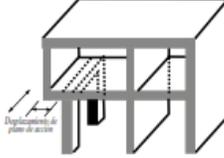
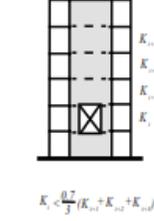
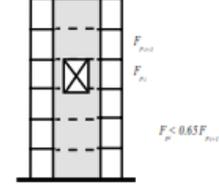
Fuente: Tabla 5.4.2 (MTI, 2022).

Tabla 2.14. Factores de irregularidad en elevación

<p>Tipo 1 – Piso flexible $\phi_{EI} = 0.8$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D Rigidez $K_c < 0.80 \cdot \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular o de piso flexible cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80% del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 – Distribución de masa $\phi_{EI} = 0.9$ $m_D > 1.50m_E$ o $m_D > 1.50m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 – Irregularidad geométrica $\phi_{EI} = 0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Tipo 4 – Piso débil $\phi_{EI} = 0.8$ Fuerza de piso $F_{PB} < 0.7 F_{PC}$ Fuerza de piso $F_{PB} < 0.80 \cdot \frac{(F_C + F_D + F_E)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular o de piso débil, cuando la resistencia lateral de un piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior o menor que el 80% del promedio de la resistencia lateral de los tres pisos superiores. Entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada.</p>	

Fuente: Tabla 5.4.3. (MTI, 2022).

Tabla 2.15. Irregularidad extrema

<p>Tipo 1Ex – Irregularidad torsional Extrema</p> $\Delta > 1.4 * \left(\frac{\Delta_{max} + \Delta_{min}}{2} \right)$ <p>Existe irregularidad por torsión extrema, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1.4 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia.</p>	
<p>Tipo 2Ex – Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical.</p> <p>Una estructura se considera fuertemente irregular cuando existen discontinuidades o desalineamientos en los ejes verticales que supera 1/3 de la dimensión horizontal del miembro inferior en la dirección del desalineamiento.</p>	
<p>Tipo 3Ex – Piso flexible Extremo</p> $Rigidez K_i < 0.60 K_{i+1}$ $K_i < 0.70 \cdot \frac{(K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3})}{3}$ <p>La estructura se considera fuertemente irregular o de piso flexible extremo, cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 60% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 70 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 4Ex – Piso débil extremo</p> $Fuerza de piso F_{pi} < 0.65 F_{pi+1}$ <p>La estructura se considera fuertemente irregular o de piso débil extremo, cuando la resistencia lateral de un piso es menor que el 65% de la resistencia del piso inmediatamente superior. Entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada.</p>	
<p>Tipo 5Ex – Columna corta</p> <p>Cuando exista una marcada reducción en la longitud libre de la columna, por el efecto de restricciones laterales tales como paredes u otros elementos estructurales.</p>	

Fuente: Tabla 5.4.4, (MTI, 2022).

2.5.3. Período aproximado de la estructura

▪ **Período Aproximado**

Para determinar el valor del período aproximado de la estructura se requiere realizar el procedimiento planteado dentro del capítulo 8: Métodos de análisis sísmico.

El período fundamental aproximado puede ser calculado por medio de la siguiente ecuación:

$$T_a = C_t \cdot h_n^x \quad (\text{Ec.2.40})$$

Donde:

h_n : Altura del edificio en metros

C_t ; x : Coeficientes para cálculo de período aproximado (Tabla 2.16)

Tabla 2.16. Coeficientes para el cálculo de período aproximado

Tipo de estructura	C_t	x
Marcos resistentes a momentos en los que los marcos resisten el 100% de la fuerza sísmica y que no estén ligados a componentes rígidos que impidan o restrinjan su desplazamiento lateral.		
<ul style="list-style-type: none"> • Marcos de acero resistentes a momentos. 	0.0724	0.80
<ul style="list-style-type: none"> • Marcos de concreto reforzados resistentes a momentos. 	0.0466	0.90
Marcos de acero arriostrados excéntricamente.	0.0731	0.75
Marcos de acero arriostrados con pandeo restringido.	0.0731	0.75
Todos los demás sistemas estructurales.	0.0488	0.75

Fuente: Tabla 8.2.2, (MTI, 2022).

Alternativamente se propone calcular el período aproximado para estructuras de 12 pisos o más, mientras sean de pórticos de concreto reforzado o acero estructural, se puede calcular el período aproximado con:

$$T_a = 0.1N \quad (\text{Ec.2.41})$$

Donde:

N : número de pisos de la estructura

Para las estructuras de mampostería o muros de corte con un máximo de 36m de altura, se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$T_a = \frac{0.0058}{C_w} * h_n \quad (\text{Ec.2.42})$$

Y C_w se obtiene con:

$$C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^x \frac{A_i}{\left[1 + 0.83 \left(\frac{h_n}{D_i}\right)^2\right]} \quad (\text{Ec.2.43})$$

Donde:

C_w : Coeficiente para el cálculo de estructuras con muros

A_B : Área de la base de la estructura (m^2)

A_i : Área del alma del muro de cortante i (m^2)

D_i : Longitud de muro de cortante i (m)

x : Número de muros cortantes en el edificio que resistan las fuerzas laterales en la dirección bajo consideración

Estas formas alternativas de calcular el período de la estructura, son extraídas de ASCE 7-16, en la sección 12.8.2. definen conceptualmente que este período está ligado con las propiedades estructurales y las deformaciones características de los elementos resistentes en un análisis sustentado.

Las otras alternativas de cálculo de período presentes en el presente documento (Ec.2.39, 2.40 y 2.41), son ecuaciones presentes en la vigente norma sísmica, extraídas directamente de la ASCE 7-16.

- **Límite de período para cálculo de coeficiente sísmico**

El periodo fundamental de la estructura, T en la dirección bajo consideración será establecido usando un análisis debidamente justificado que tome en cuenta las propiedades estructurales y características de deformación de los elementos resistentes.

El valor de período a utilizar en las ecuaciones de cálculo de coeficiente sísmico Cs, será delimitado por el menor valor entre:

$$T = C_u T_a \tag{Ec.2.44}$$

Donde:

C_u : Coeficiente para el límite superior del cálculo de período aproximado (Ver Tabla 2.20)

$$T = T_a \tag{Ec.2.45}$$

Tabla 2.17. Coeficientes para el límite superior del cálculo de período aproximado

$F_{as} * a_0$	C_u
≥ 0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤ 0.1	1.7

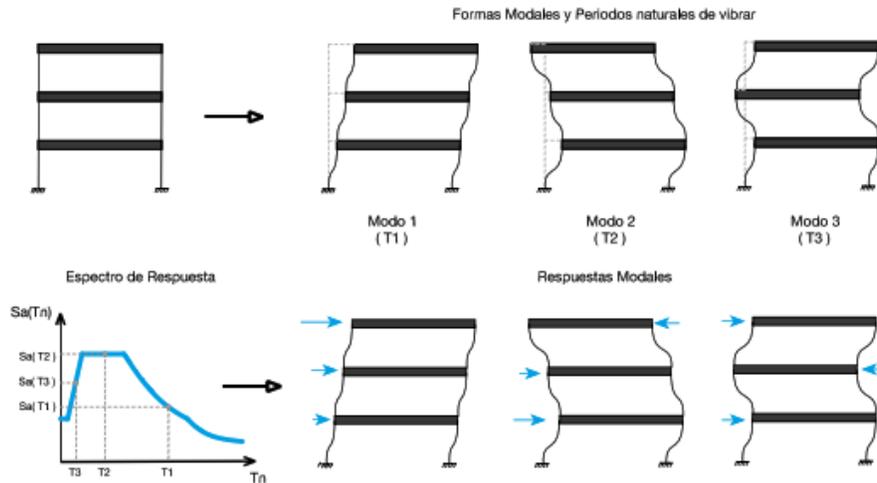
Fuente: Tabla 8.2.1, (MTI, 2022).

Continuando con la sección 12.8.2.1 de la ASCE 7-16, la metodología del período, se usa el coeficiente Cu, definido por los parámetros de aceleración espectral.

2.5.4. Método dinámico modal espectral

La respuesta dinámica de una estructura de n grados de libertad acoplados ante cargas sísmicas, es representada por la respuesta de n osciladores de un grado de libertad, caracterizados cada uno de estos por una forma modal y un periodo de vibrar.

Figura 2.12. Modos de vibración para análisis DME



Fuente: Figura 8.2.2. (MTI, 2022).

Para cada uno de estos osciladores se determinan las máximas respuestas modales ante la carga sísmica de acuerdo con un espectro de respuesta, los que posteriormente se combinan para determinar la respuesta dinámica de la estructura. Estas metodologías de combinación generan la pérdida de los signos en los esfuerzos y desplazamientos, por lo que cualquier operación matemática entre éstos (por ejemplo, restar los desplazamientos de entrepiso para obtener la deriva) debe ser realizada modalmente y posteriormente combinado con CQC u otro método, no sobre los valores ya combinados.

En caso que la respuesta para el cortante basal modal V_t resulte menor que el 100% del cortante basal estático V_b , debe realizarse una corrección incrementando las fuerzas mediante el siguiente factor de escala:

$$\text{Factor de escala} = \frac{V_b}{V_t}$$

(Ec.2.46)

2.5.5. Espectro de diseño elástico

La base del análisis dinámico modal espectral de la nueva norma sigue la misma metodología matricial, sin embargo, con la actualización de valores de PGA, se da un cambio en las fórmulas de atenuación, considerando que estos se aproximen más a los valores registrados, agregando los factores de corrección por ajuste de residuo, para evitar considerar vibraciones de origen no natural.

Otra diferencia presente en la determinación del nuevo espectro, son los valores de períodos que delimitan la meseta espectral, por lo que se usan los valores de ajuste según la clasificación del sitio:

Tabla 2.18. Factor de Ajuste espectral F_s para T_b y T_c

Clasificación del sitio	$F_{S_{T_b}}$	$F_{S_{T_c}}$
A	1	5/6
B	1	1
C	1	4/3
D	2	5/3

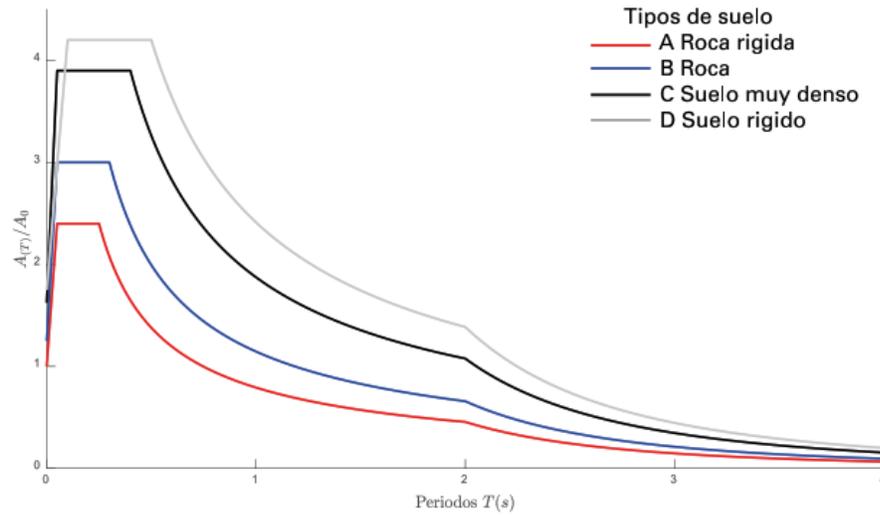
Fuente: Tabla 6.5.1, (MTI, 2022).

La variación en la zonificación sísmica determinará la zona de meseta espectral definida entre T_b y T_c , esto se debe a una consideración mayor en la influencia del tipo de suelo, en donde la roca rígida posee una menor delimitación de la meseta espectral y el suelo rígido, con suelo tipo D, tiene una zona más prolongada gracias al ajuste espectral.

Estas clasificaciones son extraídas de la tabla 6.4.1. de la NSCM-22

La figura 2.13 representa estos cambios de forma visual, dado que el gráfico no implica gráficamente la ubicación de estos períodos periodos fundamentales, a como se grafica anteriormente en el RNC-07.

Figura 2.13. Espectro de diseño elástico normalizado para las distintas zonas sísmicas



Fuente: Figura 6.7.1, (MTI, 2022).

La figura 2.14. muestra la forma del nuevo espectro de diseño elástico, el cual se determina con las siguientes ecuaciones:

- Si: $0 \leq T \leq FS_{Tb}T_b$

$$A_{(T)} = A_0 \left[1 + \frac{T}{FS_{Tb} \cdot T_b} (\beta - 1) \right] \quad (\text{Ec.2.47})$$

- Si $FS_{Tb}T_b \leq T < FS_{Tc}T_c$

$$A_{(T)} = \beta A_0 \quad (\text{Ec.2.48})$$

- Si $FS_{Tc}T_c \leq T < T_d$

$$A_{(T)} = \beta A_0 \left(\frac{FS_{Tc}T_c}{T} \right)^p \quad (\text{Ec.2.49})$$

- Si $T_d < T$

$$A_{(T)} = \frac{\beta A_0}{R_o} \left(\frac{FS_{Tc}T_c}{T} \right)^p \left(\frac{T_d}{T} \right)^q \quad (\text{Ec.2.50})$$

(Ver simbología en acápite 2.5.1.3.)

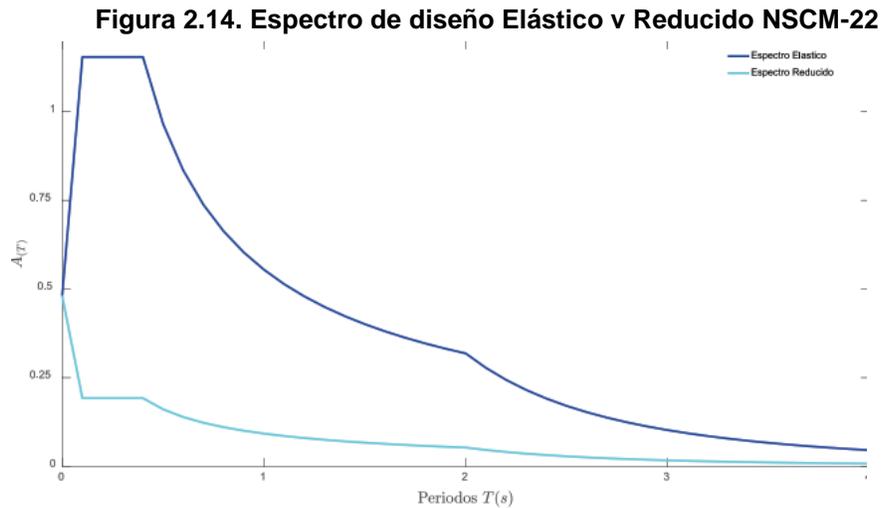
Para el cálculo del espectro reducido para diseño, se dividen los valores de aceleración de las ecuaciones anteriores, entre el factor de respuesta sísmica R_0

$$\frac{A_{(T)}}{R_0} \quad (\text{Ec.2.51})$$

A excepción del primer tramo de la rama ascendente, comprendida entre $0 \leq T \leq FS_{Tb}T_b$

Donde se calcula con la siguiente ecuación:

$$A_{(T)} = \left[\frac{A_0 T}{FS_{Tb} \cdot T_b} \left(\frac{\beta}{R_0} - 1 \right) \right] + A_0 \quad (\text{Ec.2.52})$$



Fuente: Figura 6.9.1, (MTI, 2022).

La mayoría de reglamentos de construcción, incluyendo el RNC-07, permite realizar una reducción del espectro de diseño elástico en base a la ductilidad del sistema estructural, sobre resistencia, la cual es uniforme para cualquier sistema y el amortiguamiento, que se define al 5%.

2.5.6. Desplazamientos laterales y revisión de derivas

▪ **Desplazamiento máximo**

Una vez determinados las fuerzas sísmicas, se deben aplicar los efectos direccionales para la obtención de los desplazamientos máximos y posteriormente realizar la evaluación de las derivas por colapso.

Estos efectos bidireccionales deben ser aplicados para ambos ejes principales, en dirección X (Ec. 2.50-A) y la dirección Y (Ec. 2.50-B).

$$E_h X = E_X \pm 0.3E_Y \quad (\text{Ec.2.53-A})$$

$$E_h Y = 0.3E_X \pm E_Y \quad (\text{Ec.2.53-B})$$

▪ **Torsión accidental**

Dentro de la sección 9.8 del NSCM-22 se menciona que, para el Método de fuerza lateral equivalente, se considera una suposición para la torsión accidental en base a un 5% de la dimensión de la edificación en ese piso, medida en la dirección perpendicular a la dirección de estudio.

Adicional a esto, la sección 9.7 indica que para estructuras con categoría de diseño C y D, dicho factor no debe ser menor que la unidad ni mayor que 3, y se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$1 \leq \left[A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1.2\delta_{prom}} \right)^2 \right] \leq 3 \quad (\text{Ec.2.54})$$

Donde:

A_x : Factor de amplificación de torsión accidental

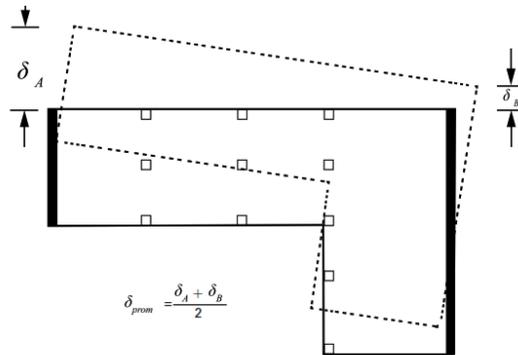
δ_{max} : Desplazamiento máximo por nivel

δ_{prom} : Promedio de desplazamientos en la estructura en el nivel i

$$\delta_{prom} = \left(\frac{\delta_1 + \delta_2}{2} \right) \quad (\text{Ec.2.55})$$

El caso de presentar una estructura con planta irregular, la torsión en un nivel deberá ser considerada como el máximo desplazamiento del caso más crítico de diseño, y el otro desplazamiento como el promedio del 5% de la base paralela, para obtener el promedio en base a estos resultados y así calcular el coeficiente de amplificación de distorsión, a como se aprecia en la figura 2.15.

Figura 2.15. Factor de amplificación torsional



Fuente: Figura 7.9.1, (MTI, 2022).

▪ **Efecto de segundo orden ($P\Delta$)**

Para los efectos $P\Delta$, se evalúan considerando los elementos verticales de la estructura, desplazada lateralmente, ya que de esta forma incrementan las fuerzas internas, que podría generar cierta inestabilidad en la estructura, por lo cual no se debe omitir esta revisión.

La evaluación debe considerar un coeficiente de estabilidad (θ) calculado de la siguiente forma

$$\theta = \frac{P_i \cdot \Delta_i \cdot I}{V_i \cdot h_i \cdot C_d}$$

(Ec.2.56)

Donde:

P_i : Suma de carga vertical total sin mayorar, incluyendo CM y CV del piso i y todos los pisos localizados sobre el piso i

Δ_i : Deriva de piso (calculada en la siguiente sección)

I : Índice de importancia

h_i : altura del piso i

C_d : coeficiente de deflexión

Pero dicho coeficiente de estabilidad no debe ser mayor que:

$$\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta_{pd} \cdot C_d} \leq 0.25$$

(Ec.2.57)

Siendo β_{pd} la relación entre la demanda y la capacidad a cortante para el piso entre los niveles i y $i-1$. Conservadoramente esta relación puede tomarse igual a 1.

▪ **Deriva de piso**

El capítulo 10 de la norma indica que para la obtención de los desplazamientos y el cálculo de las derivas se debe seguir la siguiente metodología:

Calcular deriva de piso (Δi) por medio de

$$\Delta i = \delta_i + 1 - \delta_1$$

(Ec.2.58)

Y el desplazamiento δ_i se obtiene de

$$\delta_i = \frac{C_d \delta_{ie}}{I}$$

(Ec.2.59)

Por otra parte, la distorsión de piso se define en la sección 10.4. de la norma y se calcula con:

$$\gamma_i = \frac{\Delta i}{h_i}$$

(Ec.2.60)

Donde

Δi : Deriva de piso

δ_i : Desplazamiento total de nivel

δ_{ie} : Desplazamiento relativo

I : Índice de importancia

C_d : coeficiente de deflexión

h_i : altura de entrepiso

Dicha distorsión debe ser revisada en base a la γ_{max} que se encuentra planteada dentro de las tablas de coeficientes y factores de diseño para sistemas resistentes a fuerzas sísmicas, escogiendo el valor de distorsión máxima permitida en cada caso, pero siempre considerando el nivel de importancia de la estructura, es decir, deben de revisarse según las siguientes consideraciones:

Distorsión máxima para estructuras tipo I y II

$$\gamma \leq \gamma_{max}$$

Distorsión máxima para estructuras tipo III

$$\gamma \leq 0.75\gamma_{max}$$

Distorsión máxima para estructuras tipo IV

$$\gamma \leq 0.5\gamma_{max}$$

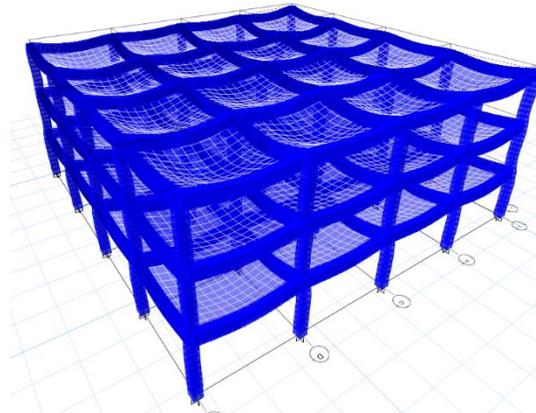
CAPÍTULO III. APLICACIÓN DE MÉTODOS ESTÁTICOS

3.1. C-01: MODELO CONCRETO SMF

3.1.1. Descripción del modelo

Consiste en un edificio de concreto reforzado de 3 plantas para una universidad con capacidad establecida para más de 500 estudiantes, ubicado en la ciudad de Managua, Nicaragua, construido en una zona donde, por fines académicos se propuso una velocidad de onda de corte $V_s = 360 \text{ m/s}$. Cuenta con una altura de 4m para el primer piso y 3.5m para el resto, con 4 claros de 4.5m en ambas direcciones (figura 3.1). Su configuración estructural está compuesta por pórticos especiales a momento de concreto reforzado, donde se propone usar un concreto con una resistencia a la compresión de $f'c = 4,000 \text{ psi}$ y la fluencia del acero de refuerzo es de $f_y = 60 \text{ Ksi}$. La losa estructural de entrepiso tiene un espesor de 20cm para los dos primeros pisos y 15cm para el último.

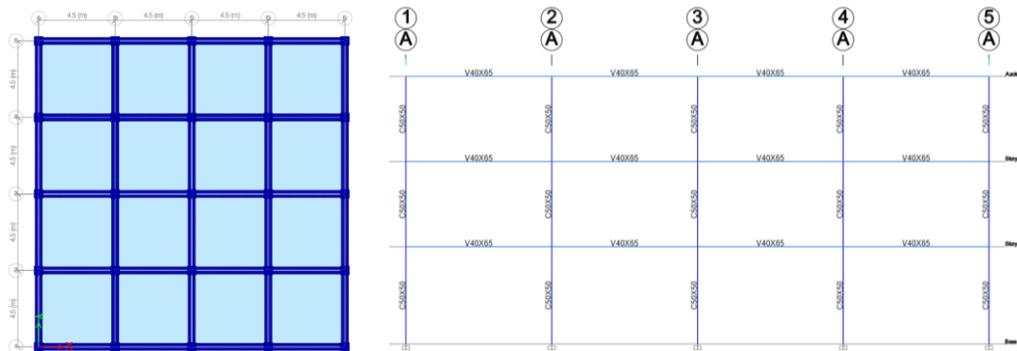
Figura 3.1. Modelo C-01 deformado



Fuente: Software ETABS; Elaboración propia.

Las secciones de vigas son de 30x60cm y columnas de 50x50cm en todos los niveles (Figura 3.2).

Figura 3.2. Planta típica y elevación del modelo C-01



Fuente: Software ETABS; Elaboración propia.

3.1.2. Asignación de cargas

▪ Cargas de elementos no estructurales

Las cargas de accesorios son estandarizadas y en otros casos son valores estimados, se definen con fichas técnicas o las tablas del Anexo A y B del presente documento.

Accesorios de entrepiso

Para el cascote considerar el peso del mortero: $\rho_{mortero}: 2000 \text{ kg/m}^3$ y el espesor de cascote por encima del entrepiso $t = 5.0 \text{ cm}$ el piso de cerámica = 30 kg/m^2 según tabla 3-A del RNC-07 y 7.3.1. de la NSCM-22.

$$\rho_{Mortero} := 2000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$t_{cascote} := 5 \text{ cm}$$

$$w_{cascote} := t_{cascote} \cdot \rho_{Mortero} = 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$w_{cerámica} := 30 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Peso de paredes

➤ Perimetrales

Para las paredes se consideran muros desacoplados que son paredes de estructura metálica con Durock en una cara y yeso en interiores, con un peso de 23 kg/m^2 , una altura efectiva de $h = 2.85 \text{ m}$ considerando a las

vigas tienen una altura de $h_{beam} = 0.65m$. y el área de pared está limitada por las vigas perimetrales y la losa.

Determinar perímetro efectivo de paredes (P_{eff}):

Considerar las dimensiones de columnas en cada eje estructural, dada la regularidad, se calcula la distancia que hay entre caras de columnas de un solo eje y se multiplica por el número de ejes, las columnas que están por encima del primer piso son de $C1 = 50x50cm$, teniendo un largo efectivo de $l_{effect} = 22m$ por cada eje.

Perímetro efectivo y altura efectiva:

$$LX = 18 \text{ m} \quad \text{Dimensiones de entrepiso X-DIR}$$

$$LY = 18 \text{ m} \quad \text{Dimensiones de entrepiso Y-DIR}$$

$$B1 := 50 \text{ cm} \quad \text{Dimensión columna encima de NIVEL 1:}$$

$$P_{eff1} := 2 (LX - 4 B1) + 2 (LY - 4 B1) \quad \text{Perímetro efectivo NIVEL 1}$$

$$P_{eff1} = 64 \text{ m}$$

$$h_{effective} := 3.5 \text{ m} - 0.65 \text{ m} = 2.85 \text{ m}$$

$$A_{wall1} := P_{eff1} \cdot h_{effective} = 182.4 \text{ m}^2$$

Área efectiva de paredes perimetrales:

$$A_{wall1} := P_{eff1} \cdot h_{effective} = 182.4 \text{ m}^2$$

Peso distribuido de paredes por nivel:

$$w_{wall} := 23 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$W_{WD1} := \frac{A_{wall1} \cdot w_{wall}}{A_{slab}} = 12.948 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

➤ Particiones interiores

Las particiones interiores son hechas de paneles de doble electromalla soldada de acero con núcleo de poroplast y 2.0 cm de repello en ambas caras de peso $w_p = 150 \text{ kg/m}^2$ y su distribución se considerará bajo la relación $0.04 \frac{\text{m}}{\text{m}^2}$, considerando una altura de pared $h_i: 2.70 \text{ m}$ para dejar espacio a los ductos de ventilación y la instalación del cielo raso, el cual baja 20cm del borde inferior de la viga de entrepiso.

$$fp := 0.04 \frac{\text{m}}{\text{m}^2}$$

$$hi := h_{\text{effective}} - 0.2 \text{ m} = 2.65 \text{ m}$$

$$wp := 16 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$W_{\text{interior}} := fp \cdot hi \cdot wp = 1.696 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Accesorios de cielo raso

Considerar carga de 10 kg/m^2 de ductos para sistemas de ventilación y cielo falso de láminas de yeso con estructura de aluminio estándar de 8.0 kg/m^2 , como lo define la tabla 2-A de anexos del RNC-07.

Accesorios de azotea

La azotea deberá tener un impermeabilizante que cumpla con los requerimientos de la ASTM D 622 Tipo I, Grado G; la ficha técnica indica que el peso de 0.19 kg/m^2 . Para darle pendiente a la azotea se le asigna un espesor de relleno $t = 5.0 \text{ cm}$ de concreto aligerado de $\rho = 2000 \text{ kg/m}^3$.

$$w_{\text{impermeabilizante}} := 0.19 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\rho_{\text{Conc liviano}} := 1200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$t_{\text{relleno}} := 5 \text{ cm}$$

$$w_{\text{relleno}} := t_{\text{relleno}} \cdot \rho_{\text{Conc liviano}}$$

$$w_{\text{relleno}} = 60 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Tabla 3.1. Resumen de cargas por accesorios

ELEMENTO	W (Kg)	W (kg/m ²)
CASCOTE	32,400.00	100.00
CERÁMICA	9,720.00	30.00
CIELO FALSO	2,592.00	8.00
DUCTOS DE VENTILACIÓN	3,240.00	10.00
PARED EXTERIOR	4,195.20	12.95
PARED INTERIOR	549.50	1.70
RELLENO EN AZOTEA	38,880.00	120.00
IMPERMEABILIZANTE	61.56	0.19

Fuente: Elaboración propia.

▪ ***Pesos por nivel***

Para los primeros dos niveles se consideran las cargas de piso, las cargas de techo en la parte inferior de cada entrepiso, y los pesos paredes exteriores e interiores que se encuentran encima del entrepiso.

Para la azotea considerar el relleno para pendiente, impermeabilizante, ductos de ventilación y cielo falso (Ver tabla 3.2).

Tabla 3.2. Resumen de cargas sobreimpuestas por nivel

NIVEL	W (Kg)	W (kg/m ²)
Azotea	44,773.56	138.19
2	52,696.70	162.64
1	52,696.70	162.64

Fuente: Elaboración propia

▪ ***Cargas variables***

Dada la ocupación del modelo para universidad, se consideran los valores de las tablas 1 del RNC-07 y la tabla 7.1.1 de la NSCM-22, para ambos casos se considera el mismo valor, sin embargo, la carga incidental es menor en el nuevo reglamento a como se aprecia en la tabla 3.3.

Tabla 3.3. Cargas variables para C-01

DESTINO	MÁXIMA (kg/m ²)	INCIDENTAL (kg/m ²)	
		RNC-07	NSCM-22
UNIVERSIDAD	250	200	30
AZOTEA (PENDIENTE <5%)	100	40	15

Fuente: Elaboración propia

▪ **Set de cargas**

La carga muerta total estará definida por la siguiente ecuación:

$$CM = PP + CMSI$$

Donde:

PP: Peso propio de la estructura

CMSI: Carga de accesorios

Resumen de cargas externas:

Es necesario definir un set de cargas distinto para cada caso, porque las cargas varían con respecto a las consideraciones del peso sísmico. Las tablas 3.4. y 3.5 indican específicamente los sets de cargas que se deben usar para cada análisis.

Tabla 3.4. Set de cargas para RNC-07

NIVEL	CMSI(kg/m ²)	CV(kg/m ²)	CVR(kg/m ²)
Azotea	138.19	100	40
2	162.64	250	200
1	162.64	250	200

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.5. Set de cargas para NSCM-22

NIVEL	CMSI(kg/m ²)	CV(kg/m ²)	CVR(kg/m ²)
Azotea	138.19	100	15
2	162.64	250	75
1	162.64	250	75

Fuente: Elaboración propia.

3.1.3. Método estático equivalente RNC-07

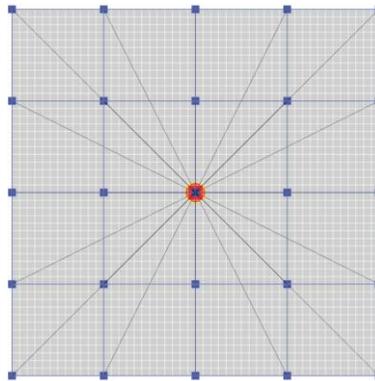
- **Condiciones de regularidad**

Dentro del acápite 2.4.3.7. sobre el factor de corrección por irregularidad Q' del presente documento, se encuentran las 12 condiciones de regularidad a como indica el RNC-07, el modelo C-01 se revisa para determinar si presenta irregularidad para hacer un ajuste de ductilidad.

A- Planta sensiblemente simétrica:

La perpendicularidad en los ejes que se encuentran a 90° respectivamente, y la ausencia de ejes fuera de estas rejillas (ver figura 3.3) mantienen geométrica y estructuralmente simétrico el modelo, **cumple condición.**

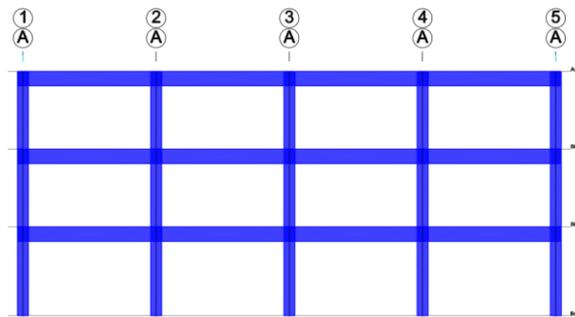
Figura 3.3. Vista en planta del modelo C-01



Fuente: Software ETABS; Elaboración propia

B- Relación altura total/base menor ≤ 2.5

Figura 3.4. Vista en elevación del modelo C-01



Fuente: Software ETABS; Elaboración propia

$$\begin{array}{l}
 h_t = 11 \text{ m} \\
 b_m = 18 \text{ m}
 \end{array}
 \quad
 C_2 := \frac{h_t}{b_m} = 0.611
 \quad
 \begin{array}{l}
 \text{if } C_2 \\
 \left\| \begin{array}{l} C_2 \leq 2.5 \\ \text{"Cumple"} \end{array} \right. \\
 \text{also if } C_2 > 2.5 \\
 \left\| \begin{array}{l} \text{"No cumple"} \end{array} \right.
 \end{array}
 \quad
 = \text{"Cumple"}$$

Cumple condición.

C- Relación de largo/ancho base ≤ 2.5

Las dimensiones de base tienen la misma longitud (ver figura 3.3), por lo tanto, **cumple condición.**

D- Entrantes/salientes $\leq 1.2Base$

No posee entrantes o salientes, **cumple condición.**

E- Rigidez del sistema

El entrepiso está construido por losa maciza de concreto reforzado de $f'c = 4000 \text{ Psi}$, vigas y columnas debidamente reforzadas con acero estructural de $f_y: 60,000 \text{ Psi}$, por lo que **cumple condición.**

F- Aberturas en su sistema de entrepiso $\leq 1.2A$

En la figura 3.3. se muestra que la estructura no presenta aberturas en ninguno de sus niveles. **Cumple condición.**

G- Peso de cada nivel

Se requiere determinar el peso sísmico que consiste en la siguiente ecuación:

$$W = CM + CVR$$

Los pesos son extraídos del software ETABS que calculó de forma automática el peso propio y con el centro de masa definido con las cargas vivas reducidas y los accesorios sobreimpuestos, se obtiene

la masa sísmica, y de ahí se presenta un resumen de pesos en la tabla 3.6.

Tabla 3.6. Condición de distribución de pesos por nivel

NIVEL	Wo (kgf)	CONDICIÓN
AZOTEA	300,846.41	70.65% < 70.00%
2	425,856.02	99.13% < 110.00%
1	429,611.68	-

Fuente: Elaboración propia

Las distribuciones para entrepiso cumplen porque no sobrepasan al 110% y en la azotea se encuentra por debajo del 70% del piso inferior, por lo cual **cumple condición.**

H- Área delimitada por paños $70\% < A_i < 110\%$

Los 3 niveles tienen la misma área, por lo cual **cumple condición.**

I- Restricción de columnas

La figura 3.3. muestra que las columnas esquineras están restringidas en 2 direcciones, las columnas perimetrales están restringidas en 3 direcciones y las gravitacionales tienen restricción en sus 4 caras, por lo cual **cumple condición.**

J- Rigidez de corte

La rigidez lateral se calcula partir de los elementos que aportan rigidez a la estructura, debido a que presentan la misma sección transversal en todos los niveles, va a aportar la misma rigidez lateral en cada entrepiso y en ambos ejes, pero con una ligera variación por la diferencia de alturas, los valores de la tabla 3.7. se extraen del software ETABS, de forma alternativa se puede determinar manualmente en un análisis plano eje por eje, a través del método Wilbur, Muto o por condensación de matriz y luego se hace la sumatoria total de rigideces por eje, considerando que los dos

primeros métodos no son precisos y el software ETABS facilita esa precisión, basándose en el método de condensación de matrices.

Tabla 3.7. Rigideces laterales por entrepiso

NIVEL	K_{X-Y} (Tonf/m)	CONDICIÓN
AZOTEA	45174.84	93.51% < 150.00%
2	48312.59	105.67% < 150.00%
1	45721.64	-

Fuente: Elaboración propia

Cumple condición

K- Resistencia de corte

Se comprueba que esta condición cumple por tener las mismas secciones transversales en cada nivel, pero con el MEE se calcula el Coeficiente sísmico y la distribución de fuerzas cortantes por entrepiso, la tabla 3.8 se presenta su relación de fuerzas por piso.

Tabla 3.8. Resistencia al corte DIR-X, DIR-Y

NIVEL	$F_{s_{X-Y}}$ (Tonf)	CONDICIÓN
AZOTEA	324.53	50.89% < 150.00%
2	637.74	79.10% < 150.00%
1	806.25	-

Fuente: Elaboración propia.

Cumple condición.

L- Excentricidad torsional

Dada la convergencia entre los centros de masa en ambas direcciones y los centros de rigidez de ambos ejes, y considerando que la excentricidad está dada por:

$$e = \Delta_{CM-CR}$$

Donde:

CM: Centro de masa

CR: Centro de rigidez

Tabla 3.9. Centros de masa y rigidez

$B_{X-Y} = 18.00 \text{ m}$

NIVEL	CM_{X-Y}	CR_{X-Y}	e_{X-Y}	$0.10B_{X-Y}$
AZOTEA	9.00 m	9.00 m	0.00 m <	1.80 m
2	9.00 m	9.00 m	0.00 m <	1.80 m
1	9.00 m	9.00 m	0.00 m <	1.80 m

Cumple condición.

Resumen

La estructura es regular, por consiguiente, el factor de reducción por ductilidad se mantiene en la unidad, sin disminuir o amplificar el valor de la ductilidad.

$$Q' = Q$$

- **Parámetros de acción sísmica**

El edificio tiene ocupación de universidad, por lo cual se considera estructura de gran importancia, según el arto 20 de Grupos del RNC-07, debido a esto, las fuerzas sísmicas deben amplificarse por el factor 1.5.

- **Ductilidad**

El sistema estructural son pórticos especiales a momento, denominados como "Special Moment Frame", a lo que se usa el valor de Q propuesto por la tabla 4.2.1. de la NTC de Concreto para marcos de ductilidad alta:

$$Q = 4$$

- **Factor de amplificación por tipo de suelo**

El estudio de suelos indica que la velocidad de onda de corte obtenida es $V_s = 360 \text{ m/s}$, por lo que se clasifica como suelo tipo II.

Dentro del acápite **2.4.3.3**, en el mapa de zonificación sísmica indica que Managua se encuentra en la zona C, y como se expresa en el acápite **2.4.3.4**, el valor del factor de amplificación del suelo, se obtiene a partir de estos dos datos, zonificación y tipo de suelo, según la tabla 2 del RNC-07:

$$S = 1.5$$

- **Aceleración espectral del suelo (a_0)**

Según el mapa de isoaceleraciones espectrales, presente en el anexo C del RNC-07, o el acápite **2.4.3.4.** el valor de aceleración es:

$$a_0 = 0.31$$

- **Factor por sobrerresistencia**

$$\Omega = 2$$

- **Coefficiente sísmico**

Una vez definidos todos los parámetros de acción sísmica y analizadas las características de la estructura, se puede calcular el coeficiente sísmico por medio de la ecuación:

$$\begin{array}{l}
 a_0 = 0.31 \\
 S = 1.5 \\
 \Omega = 2 \\
 Q' = 4
 \end{array}
 \quad
 C := \frac{S \cdot (2.7 \cdot a_0)}{Q' \cdot \Omega} \xrightarrow{\text{explicit, ALL}} \frac{1.5 \cdot 2.7 \cdot 0.31}{4 \cdot 2}$$

$$C = 0.157$$

- **Coefficiente sísmico mínimo**

$$C_{min} := S \cdot a_0 \xrightarrow{\text{explicit, ALL}} 1.5 \cdot 0.31$$

$$C_{min} = 0.465$$

$$C_{min} > C_{calculado}$$

Usar $C = 0.465$

- **Método estático equivalente**

Una vez calculado el coeficiente sísmico, se determinan las fuerzas sísmicas, ya que la estructura está clasificada dentro de la categoría de diseño A, dichas fuerzas sísmicas deben multiplicarse por 1.5 por medio de la siguiente ecuación:

$$F S_i = 1.5 \left(C W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \right)$$

Tabla 3.10. Resumen MEE C-01

NIVEL	H (m)	W (Tonf)	WH (Tonf m)	Fs (Tonf)	V (Tonf)	MV (Tonf m)
AZOTEA	11.00	300.85	3,309.31	324.64	324.64	3,571.00
2	7.50	425.86	3,193.92	313.32	637.95	2,349.88
1	4.00	429.61	1,718.45	168.58	806.53	674.30
Σ=		1156.31	8,221.68	806.53		-

Fuente: Elaboración propia

▪ **Comprobación de cálculos**

De forma alternativa se calculan las fuerzas sísmicas en software ETABS, para comprobar la precisión de los cálculos manuales con el software.

Tabla 3.11. Fuerzas sísmicas obtenidas para MEE C-01

Story	Elevation m	Location	X-Dir tonf	Y-Dir tonf
Story3	11	Top	324.5255	0
Story2	7.5	Top	313.2098	0
Story1	4	Top	168.5184	0
Base	0	Top	0	0

Fuente: Elaboración propia, Software ETABS

Validando ambos cálculos de forma que en la tabla 3.11. se refleja el margen de error entre el software y los cálculos realizados de forma manual.

Tabla 3.12. Margen de error EXCEL VS ETABS para C-01 RNC-07

NIVEL	Fs (Tonf)		
	EXCEL	ETABS	M. ERROR
AZOTEA	324.64	324.53	0.03%
2	313.32	313.21	0.03%
1	168.58	168.52	0.03%

Fuente: Elaboración propia

▪ **Cortante basal**

De forma alternativa se calcula el cortante basal con la siguiente ecuación:

$$Vb = Cw_0$$

Se realiza la sumatoria de los pesos por nivel para la obtención de W_0

$$W = \begin{bmatrix} 300.744 \\ 425.711 \\ 429.465 \end{bmatrix} \text{ tonnef}$$

$$W_o := \sum W = 1155.92 \text{ tonnef}$$

Considerar el factor de amplificación I , por ser estructura tipo A.

$$Vb := I \cdot C \cdot W_o \xrightarrow{\text{explicit, ALL}} 1.5 \cdot 0.465 \cdot 1155.919249884 \cdot \text{tonnef}$$

$$Vb = 806.254 \text{ tonnef}$$

- **Reducción de fuerzas sísmicas**

Desplazamientos totales y relativos

Los desplazamientos se obtienen a través de la aplicación de la ley de Hooke, pero para el análisis adecuado de la presente investigación se usan los valores extraídos del software ETABS, presentes en la tabla 3.13.

Tabla 3.13. Desplazamientos basados en fuerzas sísmicas

Nivel	Desp _{x-y} (cm)	Δ _{x-y} (cm)
AZOTEA	3.802	0.72
2	3.083	1.32
1	1.763	1.76

Fuente: Elaboración propia

- **Período estructural**

El período de la estructura se calcula a partir del método de Rayleigh

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i x_i^2}{g \sum F s_i x_i}}$$

Donde:

$$g = 981 \text{ cm/s}^2$$

Debido a que las fuerzas cortantes tienen el mismo valor en ambos ejes, se calcula un período, para simplificar cálculos, se determinan por medio de la tabla 3.13. los elementos que se requieren para el cálculo de esta misma:

Tabla 3.14. Resumen cálculos para período fundamental

NIVEL	H (m)	W (Tonf)	Fs (Tonf)	D _{x-y} (cm)	WD _{x-y} ² (Tonf.cm ²)	Fs·D _{x-y} (Tonf.cm)
AZOTEA	11.00	300.85	324.64	3.80	4,348.34	1,234.20
2	7.50	425.86	313.32	3.08	4,048.76	966.08
1	4.00	429.61	168.58	1.76	1,335.91	297.27
				Σ=	9,733.02	2,497.55

Fuente: Elaboración Propia

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{9,733.02 \text{ Tonf} \cdot \text{cm}^2}{981 \text{ cm/s}^2 (2,497.55 \text{ Tonf} \cdot \text{cm})}} = 0.396 \text{ seg}$$

▪ **Aceleración espectral**

Al determinar el valor del período estructural, se ubica según las ramas del espectro para este modelo, en la meseta espectral, el cual es calculado en el acápite 4.1.1.

$$a = Sd$$

Donde:

$$d = 2.7a_0$$

$$a := S \cdot d \xrightarrow{\text{explicit, ALL}} 1.5 \cdot 0.837 = 1.256$$

▪ **Fuerzas sísmicas reducidas**

Al calcular el valor de la aceleración espectral, se calculan las nuevas fuerzas sísmicas reducidas en base al coeficiente de modificación de respuesta, dado por la primera parte de la ecuación 13 del RNC-07, o en el acápite 2.4.1.5.

$$C_{RED} = \frac{a}{\Omega Q'}$$

Donde

$$C_{RED} = \left(\frac{1.256}{2 \cdot 4} \right) = 0.235$$

$$F_{S_i} = 1.5 C_{RED} W_i h_i \left(\frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \right)$$

Tabla 3.15. Resumen de fuerzas sísmicas reducidas

NIVEL	H (m)	W (Tonf)	WH (Tonf m)	Fs (Tonf)	V (Tonf)	MV (Tonf m)
AZOTEA	11.00	300.85	3,309.31	109.56	109.56	1205.21
2	7.50	425.86	3,193.92	105.74	215.31	793.08
1	4.00	429.61	1,718.45	56.89	272.20	227.58
Σ=		1156.31	8,221.68		-	

Fuente: Elaboración Propia

▪ **Comprobación de cálculos**

El margen de error sigue siendo aceptable para este caso, el motivo por el cual es un poco mayor a la revisión de cálculos es por insertar el coeficiente sísmico reducido como un dato directo del redondeo de la aceleración.

Tabla 3.16. Margen EXCEL VS ETABS para C-01 RNC-07 REDUCIDO

NIVEL	Fs (Tonf)		
	EXCEL	ETABS	M. ERROR
AZOTEA	109.56	109.34	0.21%
2.00	105.74	105.53	0.21%
1.00	56.89	56.78	0.21%

Fuente: Elaboración propia

▪ **Revisión de derivas**

Para obtener los desplazamientos obtenidos de las fuerzas reducidas, se deben considerar los efectos bidireccionales planteados en el artículo 32, acápite F del RNC-07, en donde indica que, para consideración de la incertidumbre de la dirección del sismo, se debe considerar un porcentaje de la otra dirección del sismo, en ambos casos considerar que:

$$S_x + 0.3S_y \wedge 0.3 S_x + S_y$$

Debido a la regularidad del edificio, la simetría del mismo y las otras características a considerar para que, aplicando el método estático equivalente, se tengan los mismos valores de fuerzas sísmicas en ambos ejes, solamente es necesario extraer una tabla de desplazamientos para un solo eje y revisar las derivas en este sentido.

Tabla 3.17. Desplazamientos en base a las fuerzas sísmicas reducidas

Nivel	DespT _{X-Y} (cm)	Δ _{X-Y} (cm)
AZOTEA	1.281	0.242
2	1.039	0.445
1	0.594	0.594

Fuente: Elaboración propia

▪ **Derivas por servicio**

Las derivas de servicio deben ser calculadas a través de la fuerza sísmica reducida multiplicada por $\frac{Q'\Omega}{2.5}$, y en base a dicho desplazamiento, se evalúan con respecto a la altura de cada nivel, debido a que se consideraron los muros desacoplados, este desplazamiento obtenido, debe ser menor que 0.004.

$$\Delta_{servicio} = F S_i \frac{Q'\Omega}{2.5}$$

La tabla 3.18 se divide de la siguiente forma:

Las primeras columnas indican la altura no acumulada correspondiente a cada nivel, posteriormente la columna de δ_{X-Y} muestra los desplazamientos de las fuerzas sísmicas reducidas, $\delta_{X-Y}T$ se obtiene aplicando el factor $\frac{Q'\Omega}{2.5}$ a los desplazamientos por fuerzas sísmicas reducidas, y este valor debe ser dividido entre la altura de entrepiso para revisar si se encuentra por debajo del rango establecido para muros desacoplados.

Tabla 3.18. Revisión de derivas por servicio MEE RNC-07 C-01

NIVEL	Hi (m)	δ _{X-Y} (m)	δT _{X-Y} (m)	Δ _{X-Y} T	Δ _{X-Y} T <0.004
AZOTEA	3.50	0.0024	0.0077	0.0022	Cumple
2	3.50	0.0044	0.0142	0.0041	No cumple
1	4.00	0.0059	0.0190	0.0048	No cumple

Fuente: Elaboración propia.

- **Derivas por colapso**

Para obtener las derivas por colapso, se realiza el mismo procedimiento, según el arto 34.B del RNC-07

$$\Delta_{Colapso} = F S_i \cdot Q' \cdot \Omega$$

La tabla 3.19 muestra el procedimiento efectuado para obtener las derivas por colapso, donde el límite de distorsión se encuentra en la tabla 4 del RNC-07, para marcos dúctiles de concreto reforzado.

$$Q' = 4$$

$$\Omega = 2$$

$$\Delta_{max} = 0.03$$

Tabla 3.19. Revisión de derivas por Colapso MEE RNC-07 C-01

NIVEL	Hi (m)	δ_{X-Y} (m)	δT_{X-Y} (m)	Δ_{X-YT}	$\Delta_{X-YT} < 0.03$
AZOTEA	3.50	0.0024	0.0194	0.0055	Cumple
2	3.50	0.0044	0.0356	0.0102	Cumple
1	4.00	0.0059	0.0475	0.0119	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

En donde las distorsiones por colapso se cumplen por ser menores a la distorsión máxima á

- **Efectos de segundo orden ($P\Delta$)**

Para la revisión de los efectos de segundo orden, se cambia la consideración de cargas, teniendo un peso total de la estructura de la siguiente forma: $P_Y = CM + CV$.

Tabla 3.20. Peso total estructura (P_Y)

NIVEL	P_Y (Tonf)
AZOTEA	320.29
2	442.06
1	445.82

Fuente: Software ETABS, elaboración propia.

Una vez considerando el peso total de la estructura, para los efectos de segundo orden para el método estático, según la tabla 3.20.

En este caso, se evalúan cada nivel, con los pesos acumulados, en donde se toma el desplazamiento dividido entre la altura de cada nivel, los resultados son menores que $0.08V/P_y$, por lo que los efectos de segundo orden pueden omitirse.

Tabla 3.21. Revisión de distorsiones por efectos de segundo orden C-01

NIVEL	H _i (cm)	P _y (Tonf)	V (Tonf)	Δ _{x,y} (cm)	Δ/H	≤0.08V/P _y	ESTADO
3	350	320.29	109.56	0.2420	0.0007	0.0274	Cumple
2	350	762.35	215.31	0.4448	0.0013	0.0226	Cumple
1	400	1208.17	272.20	0.5941	0.0015	0.0180	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

3.1.4. Método de fuerza lateral equivalente NSCM-22

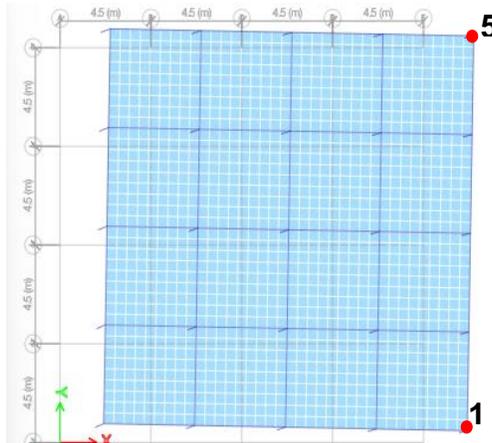
- **Condiciones de regularidad**

Regularidad en planta:

- Tipo 1: Irregularidad torsional

Después de realizar el método estático equivalente, se determinan los máximos desplazamientos de la estructura,

Figura 3.5. Desplazamientos máximos de la estructura C-01



Fuente: Software ETABS, elaboración propia.

Se extraen los desplazamientos laterales en el eje que se está analizando, en este caso se selecciona el eje Y, se toman los desplazamientos máximos en función al eje X, ver tabla 3.22.

Tabla 3.22. Desplazamientos máximos por eje C-01

NIVEL	CASO	Step Type	Direction	Max Drift (m)	Avg Drift (m)	COND	Ax
Story3	1SX +0.3Sy	Max	X	0.002672	0.002588	Cumple	1.032
Story3	0.3Sx+1Sy	Max	X	0.000922	0.000837	Cumple	1.102
Story2	1SX +0.3Sy	Max	X	0.004852	0.004693	Cumple	1.034
Story2	0.3Sx+1Sy	Max	X	0.001676	0.001518	Cumple	1.104
Story1	1SX +0.3Sy	Max	X	0.00643	0.006224	Cumple	1.033
Story1	0.3Sx+1Sy	Max	X	0.002225	0.002015	Cumple	1.104
Story3	1SX +0.3Sy	Max	Y	0.000922	0.000837	Cumple	1.102
Story3	0.3Sx+1Sy	Max	Y	0.002672	0.002588	Cumple	1.032
Story2	1SX +0.3Sy	Max	Y	0.001676	0.001518	Cumple	1.104
Story2	0.3Sx+1Sy	Max	Y	0.004852	0.004693	Cumple	1.034
Story1	1SX +0.3Sy	Max	Y	0.002225	0.002015	Cumple	1.104
Story1	0.3Sx+1Sy	Max	Y	0.00643	0.006224	Cumple	1.033

Fuente: Software ETABS.

Para extraer los datos de la tabla 3.22, ir a las tablas de resultados del programa

ANALYSIS RESULTS > JOIN OUTPUT > DISPLACEMENTS > Story Max Over Avg Displacements.

Considerar los resultados máximos para los efectos bidireccionales dentro del método estático, el desplazamiento promedio es Avg Drift, y en base a esto, se hace la comparación de Max debe ser menor que 1.2Avg Drift, por lo cual cumple la condición y el valor de Ax es el radio entre estas dos.

Donde:

$$\delta_{prom}: Avg Drift$$

Posteriormente se calcula el factor de amplificación de torsión, debido a que se trata de una estructura tipo D.

$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1.2\delta_{prom}} \right)^2$$

Considerando que el factor debe estar entre 1 y 3, y al ser menor que 1, se toma la unidad, eliminando así la amplificación torsional.

Siguiendo con la revisión de la condición, considerar irregularidad a partir de:

$$\Delta > 1.2 \cdot \delta_{prom}$$

El máximo desplazamiento es menor al promedio de los desplazamientos en los extremos del mismo eje, aun considerando la excentricidad torsional que en este caso no afecta al desplazamiento máximo, por lo que **cumple condición.**

➤ Tipo 2: Retroceso excesivo en las esquinas

No cuenta con entrantes o salientes en las esquinas, **cumple condición.**

➤ Tipo 3: Discontinuidad en los sistemas de piso

Todos los entrepisos tienen la misma área, por lo tanto, **cumple condición.**

➤ Tipo 4: Ejes estructurales no paralelos:

Los ejes estructurales son ortogonales entre sí, **cumple condición.**

Regularidad en elevación:

- Tipo 1: Piso flexible

A como se revisó anteriormente en el acápite 3.1.3.1, la condición de rigidez lateral, cada entrepiso es mayor que el 70% del entrepiso inferior.

Tabla 3.23. Condición de piso flexible C-01

NIVEL	Kx-y (Tonf/m)	$0.8 \sum(K_{i+1})/n$	$0.7 K_{i+1}$	COND
Azotea	45388218.23	-	-	-
2	48321445.74	36310574.58	31771752.76	Cumple
1	45693463.81	37483865.59	33825012.02	Cumple

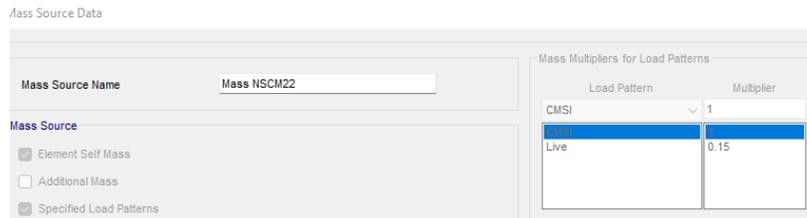
Fuente: Elaboración propia

Cumple condición.

- Tipo 2: Distribución de masa

Considerando la masa sísmica como la carga muerta total y la viva reducida al 15% del total de la viva, a excepción de la universidad, en donde se toma un 30% del valor total de la carga viva, se extrae del software la masa sísmica correspondiente al caso NSCM-22, para ello se debe definir y separar las cargas del modelo en Mass Source del NSCM-22, para reducir las cargas correspondientes y obtener el peso que se requiere para el resto del análisis.

Figura 3.6. Configuración de Masa sísmica NSCM-22 para modelo C-01



Fuente: Software ETABS, Elaboración propia.

Tabla 3.24. Revisión de distribución de masa por entrepiso C-01

NIVEL	Wo (kgf)	CONDICIÓN
Azotea	292,743.64	< 373,188.10 Cumple
2	373,188.10	< 565,415.49 Cumple
1	376,943.66	-

Fuente: Elaboración Propia, Software Excel.

➤ Tipo 3: Irregularidad geométrica

La estructura tiene la misma dimensión en planta y en el resto de niveles, por lo tanto, **cumple condición de regularidad geométrica.**

➤ Tipo 4: Piso débil:

La fuerza cortante no debe ser menor que el 80% del promedio de las fuerzas de los siguientes niveles.

Tabla 3.25. Distribución de fuerzas sísmicas por nivel con FLE C-01

NIVEL	V _{x-y} (Tonf)	0.8 $\Sigma(V_{i+1})/n$	0.7 F _{i+1}	COND
Azotea	103.98	-	-	-
2	193.24	83.18	72.78	Cumple
1	240.36	118.89	135.27	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

▪ **Clasificación de estructura y sismo de diseño**

El capítulo 5 de la NSCM-22 indica que el propósito del factor de importancia es ajustar la fuerza sísmica según la probabilidad de no excedencia del grupo asignado a la estructura.

El edificio entra dentro de la categoría de riesgo IV, al ser una estructura de ocupación especial, esto según tabla 2.8 de este documento, extraído de la tabla 5.2.2. del NSCM-22, ubicando la clasificación de la estructura en base a su uso, se determina el factor de importancia con ayuda de la tabla 5.2.1. de la norma:

$$CATEGORÍA DE RIESGO = IV$$

$$I = 1.65$$

▪ **Aceleración espectral (a_0)**

Dentro del nuevo mapa de Isoaceleraciones espectrales (figura 6.2.2) se muestra que la ciudad de Managua tiene un valor de PGA:

$$a_0 = 0.36667$$

▪ **Clasificación por tipo de Categoría de diseño sísmico (CDS)**

La clasificación de categoría dependerá de del valor de PGA y la categoría de riesgo, según la tabla 5.3.1. se clasifica como:

$$CDS = D$$

▪ **Clasificación por material y sistema estructural**

La tabla 5.5.1. de la NSCM-22 muestra los factores que reflejan el comportamiento de la capacidad de disipación y absorción de energía según el sistema estructural a evaluar, adicional a estos factores, presentan su respectiva limitante de altura para un comportamiento adecuado de los sistemas estructurales seleccionados.

En la tabla 5.5.1. C: Sistemas de Marcos resistentes a momento

Al seleccionar el correcto sistema estructural de “Marcos de momento especiales de concreto reforzado” y verificar que la categoría de diseño sísmico “D” no presenta restricciones de altura, se seleccionan los valores correspondientes al sistema:

- Coeficiente de modificación de respuesta $R = 8$
- Factor de sobrerresistencia $\Omega_0 = 3$
- Coeficiente de deflexión $Cd = 5\frac{1}{2}$
- Distorsión máxima de piso $\gamma_{max} = 0.03$

▪ **Factor de comportamiento sísmico del sistema estructural**

(R_0)

Las condiciones calculadas anteriormente modifican al sistema estructural de la siguiente manera:

$$R_0 = R \cdot \Phi_P \cdot \Phi_E$$

$$R_0 = 8 \cdot 1 \cdot 1$$

$$R_0 = 8$$

▪ **Zonificación sísmica (Z)**

El nuevo mapa de zonificación sísmica (figura 6.2.1. NSCM-22) indica que la ciudad de Managua se encuentra en:

$$Zona = Z4$$

- **Clasificación por tipo de suelo (S)**

Considerando el valor de Velocidad de onda de corte $V_s = 360 \text{ m/s}$, y la clasificación del tipo de suelo según la tabla 6.3.1. muestra que el tipo de suelo tiene características de suelo denso y roca blanda, por lo cual, se clasifica como:

$$\text{Clasificación del sitio} = D$$

La tabla 6.4.1. indica la asignación correcta del factor de amplificación vertical por tipo de suelo, tomando en cuenta la zonificación sísmica previamente definida:

$$F_{as} = 1.4$$

- **Factor de ajuste espectral ($F_{S_{TB}}$ y $F_{S_{TC}}$)**

Según la clasificación de sitio, los valores de ajuste espectral se toman de la tabla 6.5.1. de la NSCM-22

$$F_{S_{TB}} = 2$$

$$F_{S_{TC}} = \frac{5}{3}$$

- **Cálculo de A_0**

$$A_0 = a_0 \cdot F_{as} \cdot I$$

$$A_0 = 0.36667 \cdot 1.4 \cdot 1.6$$

$$A_0 = 0.847$$

- **Período aproximado de la estructura**

Para la obtención del periodo estructural es necesario determinar lo siguiente:

Sistema: Marcos de concreto reforzados resistentes a momentos

Factores para obtención de periodo:

$$C_t = 0.0466; X = 0.9$$

Altura total de la estructura:

$$h_n = 11.0 \text{ m,}$$

Usando la ecuación

$$T_a = Ct \cdot ht^x$$

$$T_a = 0.0466 \cdot 11^{0.9}$$

$$T_a = 0.4031 \text{ s}$$

Se determina el valor de C_u para obtener el posible periodo aproximado máximo:

Para ello se calcula $F_{as} \cdot a_0$

$$F_{as} \cdot a_0 = 1.3 \cdot 0.36667$$

$$F_{as} \cdot a_0 = 0.477$$

Por lo tanto, el valor de C_u , se obtiene de la tabla 2.17 de este documento, extraído de la tabla 8.2.1. de la Norma sismorresistente.

$$\text{Si } F_{as} \cdot a_0 \geq 0.3; C_u = 1.4$$

$$0.577 \geq 0.3; OK$$

$$\mathbf{C_u = 1.4}$$

Según la sección 8.2.1.5. de la NSCM-22, se toma el valor de período aproximado en el menor valor entre T_a y $C_u \cdot T_a$ para el cálculo de coeficiente sísmico usado en el método estático, pero debido a que se hará un análisis evaluando ambos métodos, se usa directamente $T = C_u \cdot T_a$

$$T = C_u \cdot T_a = 1.4(0.4031 \text{ s})$$

$$T = 0.5646 \text{ s}$$

▪ **Coeficiente sísmico**

En la sección 8.2.1.3. de la NSCM-22 muestran las ecuaciones para el cálculo del coeficiente sísmico, que dependen del valor del período y de los factores de ajuste espectral definidos en la tabla 2.1.8 de este documento (extraído de Tabla 6.5.1.) y de los períodos definidos en la sección 6.7. de la norma.

Por lo tanto:

$$\text{Si } F_{S_{Tc}} \cdot T_c \leq T \leq T_d$$

$$\frac{5}{3} \cdot 0.3 \text{ s} \leq 0.565 \text{ s} \leq 2.0 \text{ s}$$

$$0.5 \text{ s} \leq 0.565 \text{ s} \leq 2.0 \text{ s}; ok$$

$$C_s = \frac{\beta A_0}{R_o} \cdot \left(\frac{FS_{Tc} \cdot T_c}{T} \right)^p$$

$$C_s = \frac{2.4 \cdot 0.847}{8} \cdot \left(\frac{\frac{5}{3} \cdot 0.3 \text{ s}}{0.5646 \text{ s}} \right)^{0.8}$$

$$C_s = 0.231$$

Pero según la sección 8.2.1.4, el coeficiente sísmico no debe ser menor que:

$$C_{S_min} = FS_{Tc} \cdot \beta \cdot \frac{A_o}{R_o}$$

$$C_{S_min} = \frac{4}{3} \cdot 2.4 \cdot \frac{0.847}{8}$$

$$C_{S_min} = 0.2118$$

Según la revisión de dicha condición se debe trabajar con el siguiente valor de coeficiente:

$$C_s = 0.231$$

▪ **Obtención de fuerzas sísmicas**

Cortante basal

Para la obtención del cortante basal se realiza el mismo procedimiento planteado en el RNC-07.

$$W_0 = 1042.88 \text{ Tonf}$$

$$C_s = 0.231$$

$$Vb = W_0 \cdot C_s$$

$$Vb = 240.49 \text{ Tonf}$$

Fuerzas sísmicas

Para la obtención de fuerzas sísmicas es necesario calcular un factor de distribución C_{VX} , que se obtiene a través de:

$$C_{VX} = \frac{W_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i^k}$$

Factor K

El período se encuentre entre $0.5 \text{ s} < 0.56 \text{ s} < 2.5 \text{ s}$, el valor de k será interpolado

$$k = 0.75 + 0.5(T)$$

$$k = 1.032$$

Y la fuerza sismica por nivel con:

$$F_x = C_{VX} \cdot V_b$$

Aplicando el método estático equivalente se obtienen las siguientes fuerzas por piso:

Tabla 3.26. Método FLE para C-01

NIVEL	H (m)	W (Tonf)	WH ^K (Tonf.m)	C _{VX}	Fs (Tonf)	V (Tonf)	MV (Tonf.m)
Azotea	11.00	292.74	3868.55	0.426	102.418	102.418	1126.60
2	7.50	373.19	3388.93	0.373	89.721	192.139	672.90
1	4.00	376.94	1826.21	0.201	48.348	240.487	193.39
Σ=		1042.88	9083.68	1.00	240.49		

Fuente: Elaboración propia

Verificar cálculos con software ETABS:

Figura 3.7. Cálculo de fuerzas sísmicas en software ETABS

Story	Elevation m	Location	X-Dir kgf
Story3	11	Top	103978.31
Story2	7.5	Top	89264.57
Story1	4	Top	47120.36

Fuente: Software ETABS, elaboración propia.

El margen de error se ve en la distribución de fuerzas en cada nivel, pero al momento de revisar el cortante basal, se tiene el margen de error de 0.03%, que es el mismo obtenido en otros análisis.

Tabla 3.27. Comprobación de cálculos método FLE C-01

NIVEL	Fs (Tonf)		
	EXCEL	ETABS	M. ERROR
Azotea	102.418	103.98	1.52%
2	89.721	89.26	0.51%
1	48.348	47.12	2.54%
Σ=	240.487	240.36	0.05%

Fuente: Elaboración propia.

- **Desplazamientos**

El segundo párrafo del comentario de la sección 10.2. sobre la “Determinación de la deriva de piso (Δi)”

Los desplazamientos máximos obtenidos se multiplican por la expresión $\frac{Cd}{I}$, correspondiente al sistema estructural del eje que se está desplazando.

Tabla 3.28. Obtención de desplazamientos y derivas en FLE C-01

NIVEL	Desp (cm)	δ (cm)	Δ (cm)
Azotea	1.15	3.85	0.76
2	0.93	3.09	1.33
1	0.53	1.76	1.76

Fuente: Elaboración propia

Revisión de derivas por colapso

Considerando que la distorsión máxima para estructuras tipo IV es en base a una reducción del 50% de la distorsión máxima permisible: $\gamma \leq 0.5\gamma_{max}$

En donde la distorsión para pórticos especiales de concreto es $\gamma_{max} = 0.02$

Por lo tanto, las distorsiones deben ser menor que: $\gamma \leq 0.01$, donde se ha cumplido en los 3 niveles (Ver tabla 3.29).

Tabla 3.29. Revisión de derivas por colapso en FLE C-01

NIVEL	hi (cm)	Δ (cm)	γ_i	CONDICION
Azotea	350.00	0.76	0.002165	Cumple
2	350.00	1.33	0.003812	Cumple
1	400.00	1.76	0.004394	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

Revisión de efectos por segundo orden $P\Delta$

Para los efectos $P\Delta$, se realiza el mismo procedimiento, la obtención del peso total de la estructura (CM+CV)

Tabla 3.30. Pesos totales para estructura C-01

NIVEL	P_y (Tonf)
Azotea	320.29
2	442.06
1	445.82

Fuente: Elaboración propia.

Posteriormente se revisa la estabilidad de cada entrepiso usando las ecuaciones planteadas en la sección 9.5 de la NSCM-22, los desplazamientos a evaluar no son multiplicados por $\frac{cd}{I}$, ya que para el cálculo de θ , ya va incluido en la ecuación.

Tabla 3.31. Revisión de efectos de segundo orden C-01

Nivel	Hi (cm)	Δex (cm)	Vx (Tonf)	ΣVx	Px (Tonf)	θ	θ_{MAX}	ESTADO	RATIO	$1/\beta$
Azotea	350	0.2273	102.42	102.42	320.29	0.0006	0.0909	Cumple	0.0067	1
2	350	0.4003	192.14	294.56	442.06	0.0005	0.0909	Cumple	0.0057	1
1	400	0.5273	240.49	535.04	445.82	0.0003	0.0909	Cumple	0.0036	1

Fuente: Elaboración propia.

En este caso, se cumple la revisión por los efectos de segundo orden, lo cual indica que la estructura no tiende a presentar problemas por efectos de segundo orden.

3.2. C-02: MODELO DE ACERO SMF ALTURA MEDIA

3.2.1. Objetivos del modelo

Este edificio tiene como fin realizar una comparación entre los resultados obtenidos del método estático del RNC-07 y NSCM-22, para este modelo no se toma en cuenta la limitante de altura para aplicación del método FLE, superando dicha altura con 21.5m de altura, por encima de los 12.0 m planteados como límite para aplicación de método, esto con el fin de comparar el comportamiento entre ambos métodos, y en base a ello, sacar las conclusiones correspondientes, añadiendo que el MEE del RNC-07 permite al calculista, utilizar este método para edificios regulares de hasta 40.0 m de altura.

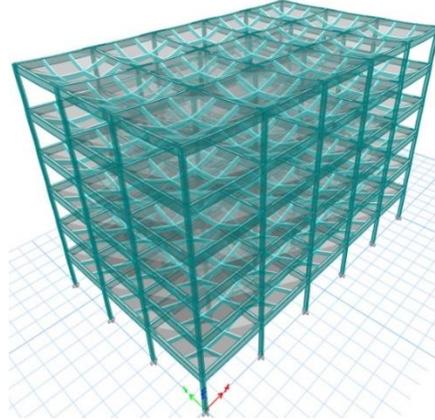
3.2.2. Descripción del modelo

Consiste en una estructura de acero estructural A992 de 6 niveles, con altura de base 4.0 m y los otros niveles 3.5 m, con 5 claros en dirección X de 6.0 m de longitud y 3 claros en dirección Y de 6.0 m, teniendo un largo total de 30.0 m en dirección X y 18.0 m en dirección Y.

El edificio será usado para oficinas, y la azotea tendrá una pendiente del 5% distribuido en dos aguas, a lo largo del eje X.

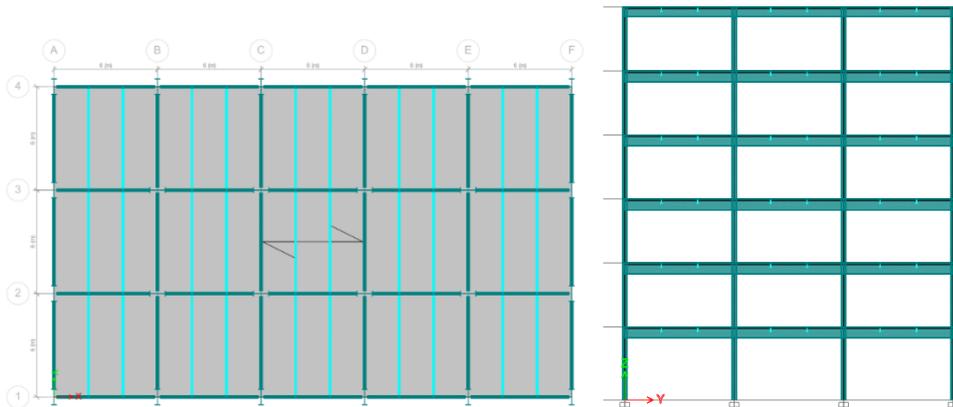
Considerando las mismas características de sitio como ideales, se tiene la velocidad de onda de corte $V_s = 360 \text{ m/s}$ y se clasifica como suelo rígido (tipo D) en NSCM-22 o suelo tipo II según lo indica el RNC-07.

Figura 3.8. Isométrico C-02



Fuente: Software ETABS; Elaboración propia.

Figura 3.9. Planta típica y elevación DIR-Y de modelo C-02



Fuente: Software ETABS; Elaboración propia

La perfilería usada para este modelo son las siguientes:

Columnas nivel 1-4: W44X335

Columnas nivel 5: W40X235

Columnas Azotea: W36X270

Considerando rotar 90° las 8 columnas internas para distribuir las inercias en ambos ejes, esto por la naturaleza del eje fuerte-eje débil dentro de las secciones tipo Wide Flange, de igual forma la sección de las columnas se disminuye en los niveles superiores para aligerar dichos niveles y aun así mantener un comportamiento adecuado de la estructura.

La perfilería usada para las vigas son las siguientes:

Viga principal: W18X40

Vigas secundarias: W10X12

El deck tendrá las siguientes características:

Figura 3.10. Propiedades para deck en modelo C-02

Property Data		
Slab Depth, tc	0.05	m
Rib Depth, hr	0.07	m
Rib Width Top, wrt	0.175	m
Rib Width Bottom, wrb	0.125	m
Rib Spacing, sr	0.3	m
Deck Shear Thickness	0.001	m
Deck Unit Weight	11.23	kgf/m ²
Shear Stud Diameter	0.019	m
Shear Stud Height, hs	0.11	m
Shear Stud Tensile Strength, Fu	40788647.69	kgf/m ²

Fuente: Software ETABS; Elaboración propia.

3.2.3. Asignación de cargas

- ***Cargas de elementos no estructurales***

Accesorios de entrepiso

Para el siguiente edificio se propone una carga de 140 kg/m² en planta típica para consideraciones generales de accesorios de piso, paredes exteriores e interiores, entre otros elementos, para el caso de la azotea se propone una carga de 75 kg/m² para impermeabilizante y otros elementos no estructurales.

Tabla 3.32. Cargas de accesorio asignadas a cada nivel para C-02

NIVEL	W (Kg)	W (kg/m ²)
Azotea	40500	75
5	97200	180
4	97200	180
3	97200	180
2	97200	180
1	97200	180

Fuente: Elaboración propia

- **Cargas variables**

Al ser una estructura de uso de oficina, se usan las siguientes cargas para el entrepiso típico y la carga en la azotea, según lo indican la tabla 1 del RNC-07 y la tabla 7.1.1. del NSCM-22.

Tabla 3.33. CARGAS VARIABLES PARA C-02

DESTINO	MÁXIMA (kg/m ²)	INCIDENTAL (kg/m ²)	
		RNC-07	NSCM-22
OFICINA: DESPACHO	250	100	37.5
AZOTEA (PENDIENTE <5%)	100	40	15

Fuente: Elaboración propia

- **Set de cargas**

Luego de seleccionar las cargas según el tipo de ocupación y accesorios, se definen los sets de cargas para cada análisis:

Tabla 3.34. SET DE CARGAS RNC-07 PARA C-02

NIVEL	CMSI(kg/m ²)	CV(kg/m ²)	CVR(kg/m ²)
Azotea	75	100	40
5	180	250	100
4	180	250	100
3	180	250	100
2	180	250	100
1	180	250	100

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.35. SET DE CARGAS NSCM-22 PARA C-02

NIVEL	CMSI(kg/m ²)	CV(kg/m ²)	CVR(kg/m ²)
Azotea	75	100	15
5	180	250	37.5
4	180	250	37.5
3	180	250	37.5
2	180	250	37.5
1	180	250	37.5

Fuente: Elaboración propia.

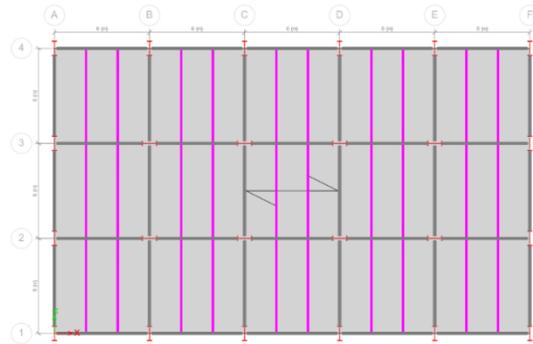
3.2.4. Método estático equivalente RNC-07

- **Condiciones de regularidad**

A- Planta sensiblemente simétrica:

La perpendicularidad en los ejes que se encuentran a 90° respectivamente, manteniendo así un modelo estructuralmente simétrico. **Cumple condición.**

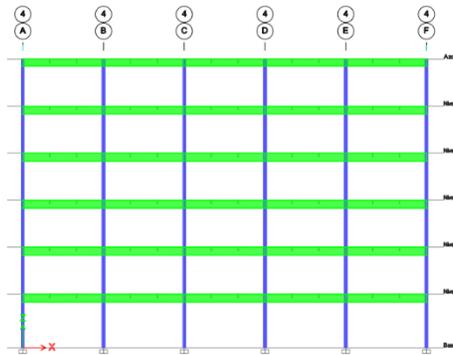
Figura 3.11. Vista en planta del modelo C-02



Fuente: Software ETABS; Elaboración propia

B- Relación altura total/base menor ≤ 2.5

Figura 3.12. Vista en elevación del modelo C-02



Fuente: Software ETABS; Elaboración propia

$$\begin{array}{l}
 h_t = 21.5 \text{ m} \\
 b_m = 18 \text{ m}
 \end{array}
 \quad
 C_2 := \frac{h_t}{b_m} = 1.194
 \quad
 \begin{array}{l}
 \text{if } C_2 \\
 \left\| \begin{array}{l}
 C_2 \leq 2.5 \\
 \text{"Cumple"}
 \end{array} \right. \\
 \text{also if } C_2 > 2.5 \\
 \left\| \begin{array}{l}
 \text{"No cumple"}
 \end{array} \right.
 \end{array}
 \quad
 = \text{"Cumple"}$$

Cumple condición.

C- Relación de largo/ancho base ≤ 2.5

$$B_M = 30 \text{ m}$$

$$b_m = 18 \text{ m}$$

$$C_3 := \frac{B_M}{b_m} = 1.667$$

if C_3

$C_3 \leq 2.5$

“Cumple”

also if $C_3 > 2.5$

“No cumple”

= “Cumple”

Cumple condición.

D- Entrantes/salientes $\leq 1.2Base$

No posee entrantes o salientes, **cumple condición.**

E- Rigidez del sistema

El entrepiso está construido por losa maciza de concreto reforzado de $f'c = 4000 \text{ Psi}$, vigas y columnas debidamente reforzadas con acero estructural de $f_y = 60,000 \text{ Psi}$, por lo que **cumple condición.**

F- Aberturas en su sistema de entrepiso $H_{X-Y} \leq 0.2B_{X-Y}$; $A_H \leq 0.2A$

No hay huecos, **cumple condición.**

G- Peso de cada nivel

Tabla 3.36. Condición de distribución de pesos por nivel para C-02

NIVEL	Wo (kgf)	CONDICIÓN	
Azotea	204,652.49	66.36%	< 70%
5	308,391.77	96.83%	< 110%
4	318,471.45	98.07%	< 110%
3	324,726.50	100.00%	< 110%
2	324,726.50	99.09%	< 110%
1	327,720.32	-	-

Fuente: Elaboración propia

Las distribuciones para entrepiso cumplen porque no sobrepasan al 110% y en la azotea se encuentra por debajo del 70% del piso inferior, por lo cual **cumple condición.**

H- Área delimitada por paños $70\% < A_i < 110\%$

Todos los niveles tienen la misma área, por lo cual **cumple condición.**

I- Restricción de columnas

Todas las columnas se encuentran restringidas en al menos dos direcciones como mínimo, por lo tanto, **cumple condición.**

J- Rigidez de corte

Tabla 3.37. Rigideces laterales por nivel en C-02

NIVEL	K _x (kgf/m)	CONDICIÓN	K _y (kgf/m)	CONDICIÓN
Azotea	7,399,516.23	56.30% < 150%	7,149,164.45	50.09% < 150%
5	13,142,817.99	74.51% < 150%	14,273,818.86	70.19% < 150%
4	17,639,205.23	81.00% < 150%	20,336,968.81	76.28% < 150%
3	21,776,118.30	75.59% < 150%	26,661,818.46	71.10% < 150%
2	28,808,758.40	53.22% < 150%	37,498,263.71	49.38% < 150%
1	54,131,119.31	-	75,944,791.12	-

Fuente: Elaboración propia

Cumple condición.

K- Resistencia de corte

Tabla 3.38. Resistencia al corte DIR-X, DIR-Y

NIVEL	V _x (Tonf)	CONDICIÓN	V _y (Tonf)	CONDICIÓN
Azotea	169.02	44.22% < 150%	169.02	44.22% < 150%
5	382.25	68.30% < 150%	382.25	68.30% < 150%
4	559.64	80.31% < 150%	559.64	80.31% < 150%
3	696.85	88.16% < 150%	696.85	88.16% < 150%
2	790.40	94.01% < 150%	790.40	94.01% < 150%
1	840.75	-	840.75	-

Fuente: Elaboración propia

Cumple condición.

L- Excentricidad torsional

Tabla 3.39. Centros de masa y rigidez por eje para C-02

B-X		30.00 m			
NIVEL	CM _x	CR _x	e _x	0.10B _x	
Azotea	16.50 m	15.00 m	1.50 m	<	3.00 m
5	16.50 m	15.00 m	1.50 m	<	3.00 m
4	16.50 m	15.00 m	1.50 m	<	3.00 m
3	16.50 m	15.00 m	1.50 m	<	3.00 m
2	16.50 m	15.00 m	1.50 m	<	3.00 m
1	16.50 m	15.00 m	1.50 m	<	3.00 m

B-Y:		18.00 m			
NIVEL	CM _y	CR _y	e _y	0.10BY	
Azotea	9.90 m	9.00 m	0.90 m	<	1.80 m
5	9.90 m	9.00 m	0.90 m	<	1.80 m
4	9.90 m	9.00 m	0.90 m	<	1.80 m
3	9.90 m	9.00 m	0.90 m	<	1.80 m
2	9.90 m	9.00 m	0.90 m	<	1.80 m
1	9.90 m	9.00 m	0.90 m	<	1.80 m

Fuente: Elaboración propia

Cumple condición.

Resumen

La estructura es regular, por lo cual no se debe castigar el factor de respuesta sísmica.

- **Parámetros de acción sísmica**

Índice de importancia

Es una estructura de uso normal, ya que su ocupación está definida para comercio, por lo que no se debe amplificar las fuerzas sísmicas.

Ductilidad

El sistema estructural son pórticos especiales a momento de acero, denominados como “Special Moment Frame”, a lo que se usa el valor de Q propuesto por la tabla 4.2.2. de la NTC de Acero para marcos de ductilidad alta:

$$Q = 4$$

Factor de amplificación por tipo de suelo

La velocidad de onda de corte es $V_s = 400 \text{ m/s}$, por lo que se clasifica como suelo firme tipo II, y al estar ubicado en zona 3, el valor de amplificación por tipo de suelo según la tabla 2 del RNC-07 es:

$$S = 1.5$$

Aceleración espectral del suelo (a_0)

Según el mapa de isoaceleraciones espectrales, presente en el anexo C del RNC-07, o el acápite **2.4.3.4.** el valor de aceleración es:

$$a_0 = 0.31$$

Factor por sobrerresistencia

$$\Omega = 2$$

- **Fuerzas sísmicas**

Una vez definidos todos los parámetros de acción sísmica, se calcula el coeficiente sísmico:

$$a_0 = 0.31$$

$$S = 1.5$$

$$\Omega = 2$$

$$Q' = 4$$

$$C := \frac{S \cdot (2.7 \cdot a_0)}{Q' \cdot \Omega} \xrightarrow{\text{explicit, ALL}} \frac{1.5 \cdot 2.7 \cdot 0.31}{4 \cdot 2}$$

$$C = 0.157$$

Coeficiente sísmico mínimo

$$C_{min} := S \cdot a_0 \xrightarrow{\text{explicit, ALL}} 1.5 \cdot 0.31$$

$$C_{min} = 0.465$$

$$C_{min} > C_{calculado}$$

Usar $C = 0.465$

Método estático equivalente

Una vez calculado el coeficiente sísmico, se determinan las fuerzas sísmicas por medio de:

$$F_{s_i} = C W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$$

Tabla 3.40. Resumen MEE C-02

NIVEL	H (m)	W (Tonf)	WH (Tonf m)	Fs (Tonf)	V (Tonf)	MV (Tonf m)
Azotea	21.50	204.65	4,400.03	169.08	169.08	3,635.13
5	18.00	308.39	5,551.05	213.31	382.38	3,839.49
4	14.50	318.47	4,617.84	177.45	559.83	2,572.96
3	11.00	324.73	3,571.99	137.26	697.08	1,509.83
2	7.50	324.73	2,435.45	93.58	790.67	701.89
1	4.00	327.72	1,310.88	50.37	841.04	201.49
$\Sigma=$		1808.69	21,887.24	841.04		-

Fuente: Elaboración propia

Comprobación de cálculos

De forma alternativa se calculan las fuerzas sísmicas en software ETABS, para comprobar la precisión de los cálculos manuales con el software.

Tabla 3.41. Fuerzas sísmicas obtenidas para MEE C-02

Story	Elevation m	Location	X-Dir kgf	Y-Dir kgf
Azotea	21.5	Top	169018.07	0
Nivel 5	18	Top	213232.25	0
Nivel 4	14.5	Top	177384.69	0
Nivel 3	11	Top	137210.71	0
Nivel 2	7.5	Top	93552.76	0
Nivel 1	4	Top	50354.8	0
Base	0	Top	0	0

Fuente: Elaboración propia, Software ETABS

Se realiza la comparación entre los cálculos obtenidos del programa, con los elaborados manualmente:

Tabla 3.42. Margen de error EXCEL VS ETABS para C-02 RNC-07

NIVEL	Fs (Tonf)		
	EXCEL	ETABS	M. ERROR
Azotea	169.08	169.02	0.03%
5	213.31	213.23	0.03%
4	177.45	177.38	0.03%
3	137.26	137.21	0.03%
2	93.58	93.553	0.03%
1	50.37	50.35	0.03%

Fuente: Elaboración propia

▪ **Reducción de fuerzas sísmicas**

Desplazamientos totales y relativos

Se extraen los desplazamientos considerando los efectos bidireccionales, obteniendo los máximos en el presente caso:

Tabla 3.43. Desplazamientos máximos de en fuerzas sísmicas C-02

Nivel	Desp _x	Δ _x (cm)	Desp _y (cm)	Δ _y (cm)
Azotea	16.37	2.37	15.4188	2.66
5	14.01	3.01	12.7552	3.03
4	11.00	3.28	9.7287	3.12
3	7.73	3.30	6.6135	2.96
2	4.43	2.83	3.6507	2.39
1	1.60	1.60	1.2584	1.26

Fuente: Elaboración propia

Período estructural

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i x_i^2}{g \sum F s_i x_i}}$$

Tabla 3.44. Resumen cálculos para período fundamental C-02

NIVEL	H (m)	W (Tonf)	Fs (Tonf)	D _x (cm)	WD _x ² (Tonf.cm ²)	Fs·D _x (Tonf.cm)	D _y (cm)	WD _y ² (Tonf.cm ²)	Fs·D _y (Tonf.cm)
Azotea	21.50	204.65	169.08	2.34	1125.01	396.42	2.64	1425.70	446.26
5	18.00	308.39	213.31	2.98	2736.44	635.39	3.00	2772.38	639.55
4	14.50	318.47	177.45	3.25	3355.79	576.01	3.09	3033.32	547.63
3	11.00	324.73	137.26	3.27	3473.33	448.90	2.93	2796.89	402.82
2	7.50	324.73	93.58	2.80	2547.86	262.14	2.37	1823.34	221.76
1	4.00	327.72	50.37	1.58	821.96	79.77	1.25	508.95	62.77
Σ=		1808.69	841.04	-	14060.37	2398.63	-	12360.58	2320.80

Fuente: Elaboración Propia.

Período eje X:

$$T_x = 2\pi \sqrt{\frac{14,0660.37 \text{ Tonf. cm}^2}{981 \text{ cm/s}^2 (2,398.63 \text{ Tonf. cm})}} = 0.4857 \text{ seg}$$

Período eje Y:

$$T_y = 2\pi \sqrt{\frac{12,360.58 \text{ Tonf. cm}^2}{981 \text{ cm/s}^2 (2,320.80 \text{ Tonf. cm})}} = 0.4630 \text{ seg}$$

Aceleración espectral

Al determinar el valor del período estructural, se ubica según las ramas del espectro para este modelo, el cual es calculado en el acápite 4.1.1.

Ambos valores de período están dentro de la zona de meseta espectral, ubicada entre $T_a \leq T \leq T_b$, por lo tanto, el valor correspondiente de la aceleración espectral en esa zona es de:

$$a = Sd$$

Donde:

$$T_a := 0.1 \text{ s} \quad d := 2.7 \cdot a_0$$

$$T_b := 0.6 \text{ s} \quad S = 1.5$$

$$T_c := 2 \text{ s}$$

$$a_0 = 0.31$$

$$T_x := 0.48569 \text{ s}$$

$$T_a < T_x < T_b = 1$$

$$a_x := S \cdot d \xrightarrow{\text{explicit, ALL}} 1.5 \cdot 2.7 \cdot 0.31 = 1.256$$

$$T_y := 0.462963 \text{ s}$$

$$T_a < T_y < T_b = 1$$

$$a_y := S \cdot d \xrightarrow{\text{explicit, ALL}} 1.5 \cdot 2.7 \cdot 0.31 = 1.256$$

Fuerzas sísmicas reducidas

Al calcular el valor de la aceleración espectral, se calculan las nuevas fuerzas sísmicas reducidas en base al coeficiente de modificación de respuesta, dado por la primera parte de la ecuación 13 del RNC-07, o en el acápite 2.4.1.5.

$$C_{RED} = \frac{a}{\Omega Q'}$$

$$C_{REDX} = \frac{1.256}{2 \cdot 4} = 0.157$$

$$C_{REDDY} = \frac{1.256}{2 \cdot 4} = 0.157$$

Y la fuerza sísmica reducida estaría dada por:

$$F_{Si} = C_{RED} W_i h_i \left(\frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \right)$$

Tabla 3.45. Resumen de fuerzas sísmicas reducidas C-02

NIVEL	H (m)	W (Tonf)	WH (Tonfm)	F _{SX} (Tonf)	V _X (Tonf)	MV _X (Tonfm)	F _{SY} (Tonf)	V _Y (Tonf)	MV _Y (Tonfm)
Azotea	21.50	204.65	4400.03	57.06	57.06	1226.86	57.06	57.06	1226.86
5	18.00	308.39	5551.05	71.99	129.05	1295.83	71.99	129.05	1295.83
4	14.50	318.47	4617.84	59.89	188.94	868.37	59.89	188.94	868.37
3	11.00	324.73	3571.99	46.32	235.27	509.57	46.32	235.27	509.57
2	7.50	324.73	2435.45	31.58	266.85	236.89	31.58	266.85	236.89
1	4.00	327.72	1310.88	17.00	283.85	68.00	17.00	283.85	68.00
Σ=		1808.69	21887.24	283.85		-	283.85		-

Fuente: Elaboración propia.

Revisión de derivas

Desplazamientos totales de las fuerzas sísmicas reducidas

Tabla 3.46. Desplazamientos máximos de estructura C-02

Nivel	Desp _X (cm)	Δ _X (cm)	Desp _Y (cm)	Δ _Y (cm)
Azotea	5.6522	0.8195	5.3296	0.92
5	4.8327	1.0389	4.4096	1.0458
4	3.7938	1.131	3.3638	1.0768
3	2.6628	1.1384	2.287	1.0244
2	1.5244	0.9741	1.2626	0.8273
1	0.5503	0.5503	0.4353	0.4353

Fuente: Elaboración propia.

Derivas por colapso

$$\Delta_{Colapso} = F s_i Q \Omega$$

Se continúa el mismo procedimiento para revisión de derivas por colapso, en este caso, se consideran ambos ejes por utilizar secciones tipo Wide Flange, en donde su característica se basa en un eje fuerte y un eje débil, sin embargo, se efectuó una rotación de columnas propuestas para distribuir las inercias y tener valores de rigidez más balanceados en cada eje.

Tabla 3.47. Revisión de derivas por Colapso MEE RNC-07 C-02

Nivel	Hi (m)	DIR-X				DIR-Y			
		δ_x (m)	δT_x (m)	$\Delta_x T$	$\Delta_x T < 0.03$	δ_y (m)	δT_y (m)	$\Delta_y T$	$\Delta_y T < 0.03$
6	3.5	0.008	0.065	0.019	Cumple	0.009	0.073	0.021	Cumple
5	3.5	0.010	0.082	0.024	Cumple	0.010	0.083	0.024	Cumple
4	3.5	0.011	0.090	0.026	Cumple	0.011	0.085	0.024	Cumple
3	3.5	0.011	0.090	0.026	Cumple	0.010	0.081	0.023	Cumple
2	3.5	0.010	0.077	0.022	Cumple	0.008	0.066	0.019	Cumple
1	4	0.005	0.044	0.011	Cumple	0.004	0.034	0.009	Cumple

Fuente: Elaboración propia

En donde, se han cumplido en ambos ejes, considerando la distorsión máxima permisible para este sistema estructural de pórticos especiales a momento de acero.

Efectos de segundo orden ($P\Delta$)

Para considerar los efectos de segundo orden, se usa como total, las cargas muertas y vivas del edificio, sin amplificar $P_y = CM + CV$.

Tabla 3.48. Peso total de la estructura C-02

NIVEL	P_y (kgf)
Azotea	237063.56
5	389419.43
4	399499.20
3	405754.16
2	405754.16
1	408747.97

Fuente: Elaboración propia

Los cortantes por nivel, son los mismos en ambas direcciones, debido a que, cuando se calculó la aceleración espectral y el cálculo de período reducido, se ha tenido el mismo valor, por lo tanto, las fuerzas sísmicas calculadas en base a eso, resultaría el mismo valor, la evaluación de los desplazamientos obtenidos en base a los desplazamientos máximos por eje, considerando las combinaciones SRSS.

Tabla 3.49 Revisión de efectos por segundo orden para MEE C-02

NIVEL	Hi (cm)	Py (Tonf)	V (Tonf)	DIR-X				DIR-Y			
				Δ_x (cm)	Δ/H	$\leq 0.08V/P_y$	ESTADO	Δ_y (cm)	Δ/H	$\leq 0.08V/P_y$	ESTADO
6	350	237.06	57.06	0.812	0.0023	0.0193	Cumple	0.912	0.0026	0.0193	Cumple
5	350	626.48	129.05	1.030	0.0029	0.0165	Cumple	1.036	0.0030	0.0165	Cumple
4	350	1025.98	188.94	1.121	0.0032	0.0147	Cumple	1.067	0.0030	0.0147	Cumple
3	350	1431.74	235.27	1.128	0.0032	0.0131	Cumple	1.015	0.0029	0.0131	Cumple
2	350	1837.49	266.85	0.965	0.0028	0.0116	Cumple	0.819	0.0023	0.0116	Cumple
1	400	2246.24	283.85	0.545	0.0014	0.0101	Cumple	0.431	0.0011	0.0101	Cumple

Fuente: Elaboración propia

La revisión de los efectos P-Delta pueden ser despreciables o no tomarlos en cuenta para este análisis porque están por debajo de la limitante de $0.08V/P_y$ en ambos ejes.

3.2.5. Método de fuerza lateral equivalente NSCM-22

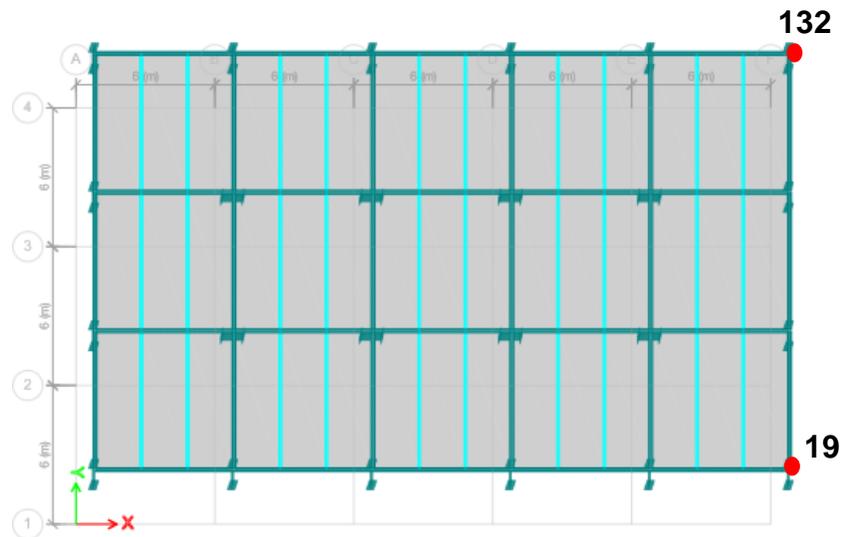
- **Condiciones de regularidad**

Condiciones en planta

- Tipo 1: Irregularidad torsional

Con los desplazamientos máximos obtenidos en ambas direcciones, considerando los efectos bidireccionales se revisa la siguiente condición:

Figura 3.13. Desplazamientos máximos de la estructura con efectos bidireccionales y excentricidad al 5% para C-02



Fuente: Software ETABS, elaboración propia.

Se extraen los desplazamientos laterales en el eje que se está analizando, en este caso se selecciona el eje Y y se toman los desplazamientos máximos en función al eje X.

Tabla 3.50. Desplazamientos máximos en el mismo eje sin considerar torsión accidental

NIVEL	CASO	Step Type	Direction	Max Drift (m)	Avg Drift (m)	COND	Ax
Azotea	1SX+0.3SY	Max	X	0.040318	0.039813	Cumple	1.013
Nivel 5	1SX+0.3SY	Max	X	0.0343	0.033858	Cumple	1.013
Nivel 4	1SX+0.3SY	Max	X	0.026682	0.026365	Cumple	1.012
Nivel 3	1SX+0.3SY	Max	X	0.018633	0.018392	Cumple	1.013
Nivel 2	1SX+0.3SY	Max	X	0.010594	0.010452	Cumple	1.014
Nivel1	1SX+0.3SY	Max	X	0.003834	0.00376	Cumple	1.019
Azotea	1SX+0.3SY	Max	Y	0.012117	0.011216	Cumple	1.08
Nivel 5	1SX+0.3SY	Max	Y	0.009968	0.009223	Cumple	1.081
Nivel 4	1SX+0.3SY	Max	Y	0.007555	0.006987	Cumple	1.081
Nivel 3	1SX+0.3SY	Max	Y	0.005104	0.00472	Cumple	1.081
Nivel 2	1SX+0.3SY	Max	Y	0.002803	0.00259	Cumple	1.082
Nivel1	1SX+0.3SY	Max	Y	0.000965	0.000889	Cumple	1.085

Fuente: Software ETABS

Posteriormente se calcula el factor de amplificación de torsión, debido a que se trata de una estructura tipo D.

$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1.2\delta_{prom}} \right)^2$$

Siguiendo con la revisión de la condición, considerar irregularidad a partir de:

$$\Delta > 1.2 \cdot \delta_{prom}$$

Cumple condición.

- Tipo 2: Retroceso excesivo en las esquinas

No cuenta con entrantes o salientes en las esquinas, **cumple condición.**

- Tipo 3: Discontinuidad en los sistemas de piso

Todos los entrepisos tienen la misma área, por lo tanto, **cumple condición.**

- Tipo 4: Ejes estructurales no paralelos:

Los ejes estructurales son ortogonales entre sí, **cumple condición.**

Regularidad en elevación:

➤ Tipo 1: Piso flexible

Tomando de base la primera planta, se hace la sumatoria de la rigidez de los 3 pisos superiores a este, se promedian y se multiplican por 0.8, si la rigidez del nivel analizado es mayor que este promedio, y a la vez es mayor que el 70% de la rigidez del piso inmediato superior, se considera que está bien distribuida la rigidez, por lo cual cumple con la condición.

Tabla 3.51. Condición de piso flexible C-02

NIVEL	Kx (kgf/m)	$0.8 \sum(K_{i+1})/n$	$0.7 K_{i+1}$	COND
Azotea	8002.097	-	-	-
5	13450.917	6401.6776	5601.4679	Cumple
4	17943.053	8581.2056	9415.6419	Cumple
3	21639.449	10505.61787	12560.1371	Cumple
2	28338.501	14142.24507	15147.6143	Cumple
1	52057.555	18112.26747	19836.9507	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Cumple condición.

➤ Tipo 2: Distribución de masa

La masa sísmica de la azotea debe ser menor que el 100% del piso inferior, mientras que los otros niveles deben ser menor que 1.5 veces el piso inferior

Tabla 3.52. Revisión de distribución de masa por entepiso

NIVEL	Wo (kgf)		CONDICIÓN
Azotea	191147.95	< 274630.26	Cumple
Nivel 5	274630.26	< 427064.91	Cumple
Nivel 4	284709.94	< 436447.49	Cumple
Nivel 3	290964.99	< 436447.49	Cumple
Nivel 2	290964.99	< 440938.21	Cumple
Nivel1	293958.81	< -	

Fuente: Elaboración Propia, Software Excel.

➤ Tipo 3: Irregularidad geométrica

La estructura tiene la misma dimensión en planta y en el resto de niveles, por lo tanto, **cumple condición de regularidad geométrica.**

➤ Tipo 4: Piso débil

Se realiza el mismo procedimiento que con la rigidez lateral, pero el valor a evaluar serían las fuerzas cortantes acumuladas por nivel.

Tabla 3.53. Revisión de fuerzas sísmicas por nivel – FLE C-02

NIVEL	V _x (Tonf)	0.8 Σ(V _{i+1})/n	0.7 F _{i+1}	COND	V _y (Tonf)	0.8 Σ(V _{i+1})/n	0.7 V _{i+1}	COND
Azotea	46.544	-	-	-	46.544	-	-	-
5	99.248	37.235	32.58	Cumple	99.248	37.24	32.58	Cumple
4	140.142	58.317	69.47	Cumple	140.142	58.32	69.47	Cumple
3	169.004	76.249	98.10	Cumple	169.004	76.25	98.10	Cumple
2	186.280	108.905	118.30	Cumple	186.280	108.90	118.30	Cumple
1	193.798	132.114	130.40	Cumple	193.798	132.11	130.40	Cumple

Fuente: Elaboración propia

▪ **Parámetros de acción sísmica**

Clasificación de estructura y sismo de diseño

El edificio entra dentro de la categoría de riesgo II, al ser una estructura de ocupación normal, por lo tanto:

$$CATEGORÍA DE RIESGO = II$$

$$I = 1$$

Aceleración espectral (a_0)

Dentro del nuevo mapa de Isoaceleraciones espectrales (figura 6.2.2) se muestra que la ciudad de Managua tiene un valor de PGA:

$$a_0 = 0.36667$$

Clasificación por tipo de Categoría de diseño sísmico (CDS)

La clasificación de categoría dependerá de del valor de PGA y la categoría de riesgo, según la tabla 5.3.1. se clasifica como:

$$CDS = D$$

Clasificación por material y sistema estructural

En la tabla 5.5.1. C: Sistemas de Marcos resistentes a momento, indica que los sistemas de “Marcos de momento especiales de acero” no presenta

restricciones de altura para categoría de diseño sísmico “D”, por lo tanto, sus correspondientes valores son:

- Coeficiente de modificación de respuesta $R = 8$
- Factor de sobrerresistencia $\Omega_0 = 3$
- Coeficiente de deflexión $Cd = 5\frac{1}{2}$
- Distorsión máxima de piso $\gamma_{max} = 0.025$

Factor de comportamiento sísmico del sistema estructural (R_0)

El sistema estructural tendrá variaciones en caso de presentar irregularidades en planta o elevación, por lo cual, las condiciones calculadas anteriormente modifican al sistema estructural de la siguiente manera:

$$R_0 = R \cdot \Phi_P \cdot \Phi_E$$

$$R_0 = 8 \cdot 1 \cdot 1$$

$$R_0 = 8$$

Zonificación sísmica (Z)

El nuevo mapa de zonificación sísmica (figura 6.2.1. NSCM-22) indica que la ciudad de Managua se encuentra en:

$$Zona = Z4$$

Clasificación por tipo de suelo (S)

Velocidad de onda de corte $V_s = 360 \text{ m/s}$, y la clasificación del tipo de suelo según la tabla 6.3.1. muestra que el tipo de suelo tiene características de suelo rígido, por lo cual, se clasifica como:

$$Clasificación\ del\ sitio = D$$

La tabla 6.4.1. indica la asignación correcta del factor de amplificación vertical por tipo de suelo, tomando en cuenta la zonificación sísmica previamente definida:

$$F_{as} = 1.4$$

Factor de ajuste espectral (F_{STB} y F_{STC})

Según la clasificación de sitio, los valores de ajuste espectral se toman de la tabla 6.5.1. de la NSCM-22

$$F_{S_{TB}} = 2$$

$$F_{S_{TC}} = \frac{5}{3}$$

Cálculo de A_0

$$A_0 = a_0 \cdot F_{as} \cdot I$$

$$A_0 = 0.36667 \cdot 1.4 \cdot 1$$

$$A_0 = 0.51334$$

▪ **Período aproximado de la estructura**

Para la obtención del periodo estructural es necesario determinar lo siguiente:

Sistema: Marcos de acero resistentes a momentos

Factores para obtención de periodo:

$$C_t = 0.0724; X = 0.8$$

Altura total de la estructura:

$$h_n = 21.5 \text{ m,}$$

Usando la ecuación

$$T_a = C_t \cdot h_n^x$$

$$T_a = 0.0724 \cdot 21.5^{0.8}$$

$$T_a = 0.84273 \text{ S}$$

Se determina el valor de C_u para obtener el posible periodo aproximado máximo:

Para ello se calcula $F_{as} \cdot a_0$

$$F_{as} \cdot a_0 = 1.3 \cdot 0.36667$$

$$F_{as} \cdot a_0 = 0.477 \geq 0.3$$

$$C_u = 1.4$$

Según la sección 8.2.1.5. de la NSCM-22, se toma el valor de período aproximado en el menor valor entre T_a y $C_u \cdot T_a$ para el cálculo de coeficiente sísmico usado en el método estático, pero debido a que se hará un análisis evaluando ambos métodos, se usa directamente $T = C_u \cdot T_a$

$$T = Cu \cdot T_a = 1.4(0.84273 \text{ s})$$

$$T = 1.1798 \text{ s}$$

▪ **Coeficiente sísmico**

Considerando las condiciones planteadas anteriormente para el cálculo del coeficiente sísmico en base al período de la estructura se considera que:

Si $FS_{T_c} \cdot T_c \leq T \leq T_d$

$$\frac{5}{3} \cdot 0.3 \text{ s} \leq 1.1798 \text{ s} \leq 2.0 \text{ s}$$

$$0.5 \text{ s} \leq 1.1798 \text{ s} \leq 2.0 \text{ s}; \text{ ok}$$

$$C_s = \frac{\beta A_0}{R_o} \cdot \left(\frac{FS_{T_c} \cdot T_c}{T} \right)^p$$

$$C_s = \frac{2.4 \cdot 0.51334}{8} \cdot \left(\frac{\frac{5}{3} \cdot 0.3 \text{ s}}{1.1798 \text{ s}} \right)^{0.8}$$

$$C_s = 0.0755$$

El coeficiente sísmico no debe ser menor que:

$$C_{S_min} = FS_{T_c} \cdot \beta \cdot \frac{A_0}{R_o}$$

$$C_{S_min} = \frac{5}{3} \cdot 2.4 \cdot \frac{0.51334}{8}$$

$$C_{S_min} = 0.1283$$

Según la revisión de dicha condición se debe trabajar con el siguiente valor de coeficiente:

$$C_s = 0.1283$$

▪ **Obtención de fuerzas sísmicas**

Factor K

El período se encuentre entre $0.5 \text{ s} < 1.1798 \text{ s} < 2.5 \text{ s}$, el valor de k será interpolado

$$k = 0.75 + 0.5(T)$$

$$k = 0.75 + 0.5(1.1798)$$

$$k = 1.3399$$

Cortante basal:

$$Vb = W_0 \cdot C_s$$

$$Vb = 1626.28 \text{ Tonf} \cdot 0.1283$$

$$Vb = 208.66 \text{ Tonf}$$

Y la fuerza sismica por nivel con:

$$F_x = C_{vx} \cdot V_b$$

Aplicando el método estático equivalente se obtienen las siguientes fuerzas por piso:

Tabla 3.54. Método FLE para C-02.

NIVEL	H (m)	W (Tonf)	WH ^K (Tonf.m)	C _{vx}	Fs (Tonf)	V (Tonf)	MV (Tonf.m)
Azotea	21.50	191.15	24517.36	0.187	38.98	38.98	838.09
5	18.00	274.63	33357.64	0.254	53.04	92.02	954.66
4	14.50	284.71	28201.20	0.215	44.84	136.86	650.15
3	11.00	290.96	22026.18	0.168	35.02	171.88	385.22
2	7.50	290.96	15017.85	0.114	23.88	195.75	179.08
1	4.00	293.96	8120.15	0.062	12.91	208.66	51.64
Σ=		1626.38	131240.39	1	208.66		-

Fuente: Elaboración propia

Comprobación de cálculos con software ETABS

Tabla 3.55. Fuerzas sísmicas FLE C-02 ETABS.

Story	Elevation m	Location	X-Dir kgf	Story	Elevation m	Location	X-Dir kgf	Y-Dir kgf
Azotea	21.5	Top	50097.24	Azotea	21.5	Top	0	50097.24
Nivel 5	18	Top	56727.06	Nivel 5	18	Top	0	56727.06
Nivel 4	14.5	Top	44016.19	Nivel 4	14.5	Top	0	44016.19
Nivel 3	11	Top	31065.88	Nivel 3	11	Top	0	31065.88
Nivel 2	7.5	Top	18595.14	Nivel 2	7.5	Top	0	18595.14
Nivel1	4	Top	8091.4	Nivel1	4	Top	0	8091.4

Fuente: Software ETABS, elaboración propia.

Margen de error

Una vez calculado e insertado todos los factores del método FLE en la hoja de cálculo y en el software, se puede apreciar que la distribución propuesta por el programa es distinta al que el método propone, considerando que la

aplicabilidad del mismo no es la mejor, se observa que el programa da mayores valores para el último piso, mientras que dentro del cortante basal de cada caso, se tiene un margen del 0.03%.

Tabla 3.56. Margen de error EXCEL VS ETABS en FLE C-02

NIVEL	Fs (Tonf)		
	EXCEL	ETABS	M. ERROR
Azotea	38.98	50.10	28.52%
5	53.04	56.73	6.96%
4	44.84	44.02	1.83%
3	35.02	31.07	11.29%
2	23.88	18.60	22.12%
1	12.91	8.09	37.33%
Σ=	208.66	208.59	0.03%

Fuente: Elaboración propia.

▪ **Desplazamientos**

Siguiendo el mismo procedimiento que el planteado en el caso 1, se determinan los desplazamientos máximos por nivel, debido a que no hay coincidencias entre el software y los cálculos manuales, estos deben evaluarse con los desplazamientos obtenidos a través de la ley de Hooke, de forma alternativa, también se puede realizar dicha evaluación con los desplazamientos del programa, para ver si en alguno de los dos casos se tiene un resultado desfavorable.

Tabla 3.57 Desplazamientos para FLE C-02

Nivel	Desp _x (cm)	Δ _x (cm)	Desp _y (cm)	Δ _y (cm)
Azotea	4.2436	0.6319	4.2254	0.7481
5	3.6117	0.8008	3.4773	0.8421
4	2.8109	0.8469	2.6352	0.8564
3	1.964	0.8467	1.7788	0.8045
2	1.1173	0.7127	0.9743	0.6411
1	0.4046	0.4046	0.3332	0.3332

Fuente: Software ETABS, elaboración propia.

Revisión de derivas por colapso

Considerando que la distorsión máxima para estructuras tipo II, se debe seguir el siguiente parámetro:

$$\gamma \leq \gamma_{max}$$

En donde la distorsión para pórticos especiales de acero es $\gamma_{max} = 0.025$

$$\gamma \leq 0.025$$

Tabla 3.58 Revisión de desplazamientos y derivas en FLE C-02

Nivel	hi (cm)	Δx (cm)	γ_{ix}	COND	Δy (cm)	γ_{iy}	COND
Azotea	350	3.47545	0.00993	Cumple	4.11455	0.01176	Cumple
5	350	4.4044	0.01258	Cumple	4.63155	0.01323	Cumple
4	350	4.65795	0.01331	Cumple	4.7102	0.01346	Cumple
3	350	4.65685	0.01331	Cumple	4.42475	0.01264	Cumple
2	350	3.91985	0.01120	Cumple	3.52605	0.01007	Cumple
1	400	2.2253	0.00556	Cumple	1.8326	0.00458	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

▪ Revisión de efectos por segundo orden $P\Delta$

Para los efectos $P\Delta$, se realiza el mismo procedimiento, la obtención del peso total de la estructura (CM+CV), se usan los mismos de la tabla 3.47. en el método estático equivalente del RNC-07, porque tienen el mismo peso en ambos casos.

Posteriormente se revisa la estabilidad de cada entrepiso usando las ecuaciones planteadas en la sección 9.5 de la NSCM-22

Tabla 3.59. Revisión de efectos de segundo orden C-02

Nivel	Hi (cm)	Δe_x (cm)	V_x (Tonf)	ΣV_x	P (Tonf)	θ	θ_{MAX}	COND	RATIO	$1/\beta$
Azotea	350	0.632	50.10	50.10	237.06	0.0016	0.0909	Cumple	0.0171	1
5	350	0.801	56.73	106.82	626.48	0.0024	0.0909	Cumple	0.0268	1
4	350	0.847	44.02	150.84	1025.98	0.0030	0.0909	Cumple	0.0329	1
3	350	0.847	31.07	181.91	1431.74	0.0035	0.0909	Cumple	0.0381	1
2	350	0.713	18.60	200.50	1837.49	0.0034	0.0909	Cumple	0.0373	1
1	400	0.405	8.09	208.59	2246.24	0.0020	0.0909	Cumple	0.0218	1

Nivel	Hi (cm)	Δe_y (cm)	V_y (Tonf)	ΣV_y	P (Tonf)	θ	θ_{MAX}	COND	RATIO	$1/\beta$
Azotea	350	0.748	50.10	50.10	237.06	0.0018	0.0909	Cumple	0.0202	1
5	350	0.842	56.73	106.82	626.48	0.0026	0.0909	Cumple	0.0282	1
4	350	0.856	44.02	150.84	1025.98	0.0030	0.0909	Cumple	0.0333	1
3	350	0.805	31.07	181.91	1431.74	0.0033	0.0909	Cumple	0.0362	1
2	350	0.641	18.60	200.50	1837.49	0.0031	0.0909	Cumple	0.0336	1
1	400	0.333	8.09	208.59	2246.24	0.0016	0.0909	Cumple	0.0179	1

Fuente: Elaboración propia.

Evaluación de desplazamientos según fuerzas obtenidas manualmente:

Por medio de la Ley de Hooke se calculan los desplazamientos según las fuerzas sísmicas obtenidas dentro del método, con la distribución de fuerzas por nivel en base al coeficiente K calculado

Tabla 3.60. Desplazamientos para FLE a partir de ley de Hooke C-02

NIVEL	DespX (cm)	δx (cm)	Δx (cm)	DespY (cm)	δy (cm)	Δy (cm)
Azotea	4.871	26.792	5.1061	5.022	27.620	7.8997
5	3.943	21.686	7.9423	3.586	19.721	7.7168
4	2.499	13.744	4.8431	2.183	12.004	4.7176
3	1.618	8.901	4.2668	1.325	7.286	3.7005
2	0.843	4.634	3.2702	0.652	3.586	2.6223
1	0.248	1.364	1.3640	0.175	0.964	0.9635

Fuente: Elaboración propia.

Distorsiones por colapso

Siguiendo el procedimiento para la evaluación de las distorsiones por colapso, se consideran los desplazamientos máximos multiplicados por Cd/I , donde:

$$Cd = 5.5$$

$$I = 1$$

Tabla 3.61. Derivas por colapso FLE con desplazamientos manuales C-02

Nivel	hi (cm)	Δx (cm)	γ_{ix}	COND	Δy (cm)	γ_{iy}	COND
Azotea	350	5.106	0.01459	Cumple	7.900	0.0226	Cumple
5	350	7.942	0.02269	Cumple	7.717	0.0220	Cumple
4	350	4.843	0.01384	Cumple	4.718	0.0135	Cumple
3	350	4.267	0.01219	Cumple	3.701	0.0106	Cumple
2	350	3.270	0.00934	Cumple	2.622	0.0075	Cumple
1	400	1.364	0.00341	Cumple	0.964	0.0024	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

En donde, para ambos ejes, se considera que la distorsión γ_i es menor que la distorsión máxima permisible para este caso, el cual es de $\gamma_{max}=0.025$.

Revisión de efectos de segundo orden

Para los efectos de segundo orden, siguiendo la misma metodología del cálculo del ángulo de rotación θ y el θ_{max} , considerando las ecuaciones planteadas en la Norma sismorresistente para la ciudad de Managua.

Tabla 3.62. Efectos P Δ en desplazamientos por ley de Hooke C-02

Nivel	Hi (cm)	Δe_x (cm)	Vx (Tonf)	ΣV_x	P (Tonf)	θ	θ_{MAX}	COND	RATIO	1/ β
Azotea	350	0.928	38.98	38.98	241.66	0.0030	0.09091	Cumple	0.0329	1
5	350	1.444	92.02	131.00	396.96	0.0023	0.09091	Cumple	0.0250	1
4	350	0.881	136.86	267.85	407.24	0.0007	0.09091	Cumple	0.0077	1
3	350	0.776	171.88	439.73	413.61	0.0004	0.09091	Cumple	0.0042	1
2	350	0.595	195.75	635.48	413.61	0.0002	0.09091	Cumple	0.0022	1
1	400	0.248	208.66	844.15	416.66	0.0001	0.09091	Cumple	0.0006	1

Nivel	Hi (cm)	Δe_Y (cm)	VY (Tonf)	ΣV_Y	P (Tonf)	θ	θ_{MAX}	COND	RATIO	1/ β
Azotea	350	1.436	38.98	38.98	241.66	0.0046	0.09091	Cumple	0.0509	1
5	350	1.403	92.02	131.00	396.96	0.0022	0.09091	Cumple	0.0243	1
4	350	0.858	136.86	267.85	407.24	0.0007	0.09091	Cumple	0.0075	1
3	350	0.673	171.88	439.73	413.61	0.0003	0.09091	Cumple	0.0036	1
2	350	0.477	195.75	635.48	413.61	0.0002	0.09091	Cumple	0.0018	1
1	400	0.175	208.66	844.15	416.66	0.00004	0.09091	Cumple	0.0004	1

Fuente: Elaboración propia.

En este caso, $\theta < \theta_{max}$; por lo tanto, en ambos ejes se da por cumplida la estabilidad de la estructura y por eso se puede omitir la inclusión de los efectos por segundo orden en un análisis de la estructura.

CAPÍTULO IV. MÉTODO DINÁMICO MODAL ESPECTRAL

4.1. C-01: EDIFICIO CONCRETO SMF

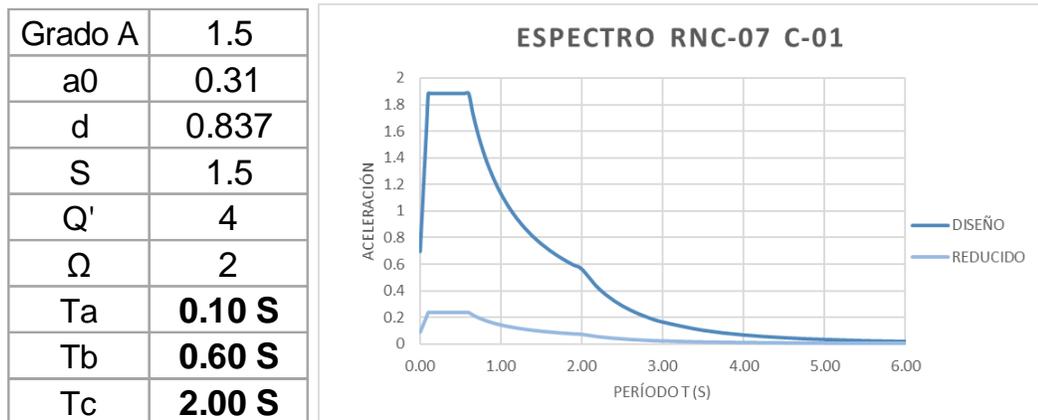
4.1.1. Dinámico RNC-07

▪ ***Espectro de diseño***

Retomando el modelo analizado por métodos estáticos en el capítulo anterior, se realiza el análisis dinámico para este caso, para los parámetros a considerar dentro de la construcción del espectro se toman en cuenta las ecuaciones de aceleración planteadas en el artículo 27, acápite II

Los parámetros sísmicos para construir el espectro son los que se definieron en el método estático equivalente del capítulo anterior.

Figura 4.1. Espectro de diseño y reducido RNC-07 para C-01



Fuente: Elaboración propia, hoja de cálculo de Excel.

▪ ***Factores de participación modal***

Cada nivel tiene 3 modos de vibración, dos traslacionales en direcciones X-Y y un rotacional en el eje Z, en base a estos modos se define la cantidad de modos para la estructura. Al ser un edificio de 3 niveles, se cuenta con un total de 9 modos para todo el edificio.

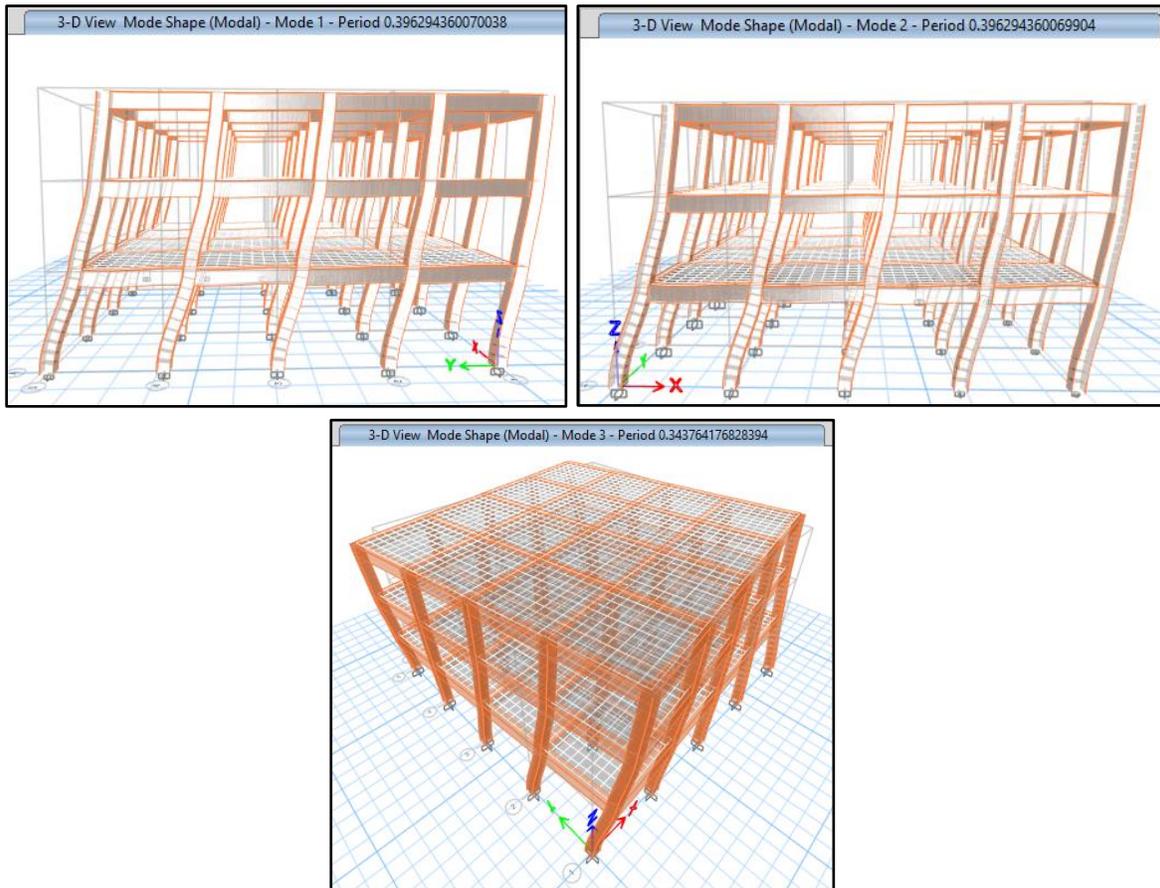
Y la correspondiente tabla de participación modal es la siguiente:

Tabla 4.1. Factores de participación modal RNC-07 para C-01

Modo	Periodo	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
	sec						
1	0.396	0.7826	0.1408	0	0.7826	0.1408	0
2	0.396	0.1408	0.7826	0	0.9235	0.9235	0
3	0.344	0	0	0.9236	0.9235	0.9235	0.9236
4	0.131	0.0551	0.0126	0	0.9786	0.936	0.9236
5	0.131	0.0126	0.0551	0	0.9912	0.9912	0.9236
6	0.114	0	0	0.0675	0.9912	0.9912	0.9911
7	0.082	0.0084	0.0004	0	0.9996	0.9916	0.9911
8	0.082	0.0004	0.0084	0	1	1	0.9911
9	0.071	0	0	0.0089	1	1	1

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.2. Principales modos de vibración con RNC-07 para C-01



Fuente: Software ETABS, Elaboración propia.

- **Revisión de cortante basal**

Con el espectro creado e insertado dentro del modelo, y los factores de participación modal, se crea una función dinámica en base a la respuesta espectral reducida y se agregan dos cargas de aceleración en U1 y U2.

Tabla 4.2. Verificación cortante basal EST vs DIN

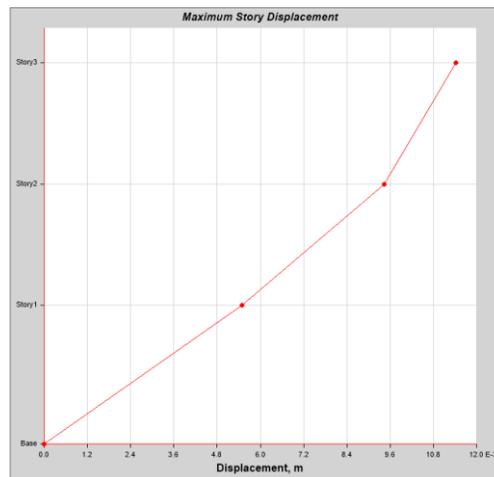
Nivel	V EST (Tonf)	V DIN (Tonf)
3	109.56	90.96
2	215.31	191.53
1	272.20	252.09
Vb	272.20	252.09
D/E	92.611%	Cumple

Fuente: Elaboración propia

- **Evaluación de derivas**

Una vez comprobado que el cortante basal cumple con respecto al cortante estático, se realiza la revisión de los desplazamientos.

Figura 4.3. Desplazamientos para sismo Dinámico con RNC-07 C-01



Fuente: Elaboración propia.

Los desplazamientos totales y relativos son los siguientes:

Tabla 4.3. Desplazamientos con DME usando RNC-07 en C-01

Nivel	Desp (cm)	Δ_{X-Y} (cm)
3	1.1435	0.2005
2	0.943	0.3946
1	0.5484	0.5484

Fuente: Elaboración Propia.

Derivas por Colapso

Siguiendo el mismo procedimiento que se planteó para el caso estático, las derivas se revisan bajo las mismas consideraciones.

En la tabla 4.4. se muestra la altura por nivel (en metros), y el desplazamiento obtenido en base a la combinación SRSS, estos desplazamientos sin alterar, se representan con δ_{X-Y} , para ambos ejes por la simetría en todas las secciones transversales de los ejes, mientras que δT_{X-Y} es el desplazamiento amplificado por $Q'\Omega$, la deriva o distorsión por colapso está dado por $\frac{\delta T_{X-Y}}{H_i}$, y en todos los niveles debe ser menor que la distorsión máxima permisible, que se extrae de la tabla de distorsiones máximas permisibles, en este caso se usa el mismo que se utilizó para el análisis por el método estático.

$$Q' = 4$$

$$\Omega = 2$$

$$\Delta_{max} = 0.03$$

Tabla 4.4. Derivas por colapso para DME usando RNC-07 en C-01

Nivel	Hi (m)	δ_{X-Y} (m)	δT_{X-Y} (m)	$\Delta_{X-Y}T$	$\Delta_{X-Y}T < 0.03$
3	3.50	0.0020	0.0160	0.00458	Cumple
2	3.50	0.0039	0.0316	0.0090	Cumple
1	4.00	0.0055	0.0439	0.0110	Cumple

Fuente: Elaboración Propia.

En este caso, las derivas por colapso resultaron ser menores que la distorsión máxima permisible, por lo cual se cumplen estas condiciones y la estructura está segura contra colapso ante cargas dinámicas.

Revisión de efectos de segundo orden:

Considerando el peso total de la estructura usado para la evaluación de efectos por segundo orden en el caso estático, se usan para el presente análisis:

Tabla 4.5. Efecto de segundo orden para DME, usando RNC-07 en C-01

Nivel	H _i (cm)	P _y (Tonf)	V (Tonf)	Δ _{x-y} (cm)	Δ/H	≤0.08V/P _y	ESTADO
3	350	320.29	90.96	0.2005	0.00057	0.0227	Cumple
2	350	762.35	191.53	0.3946	0.00113	0.0201	Cumple
1	400	1208.17	252.09	0.5484	0.00137	0.0167	Cumple

Fuente: Elaboración Propia.

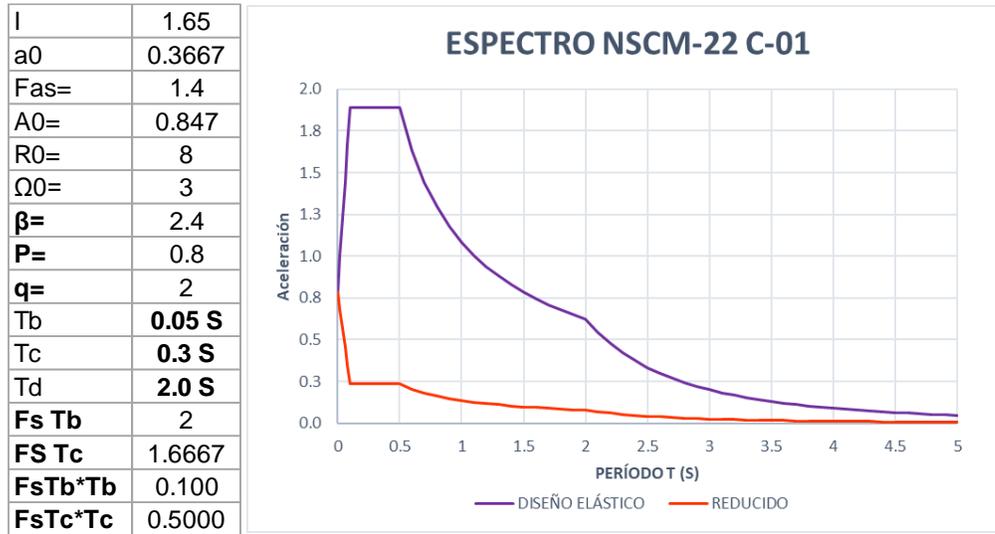
De igual forma se cumple la condición para los efectos de segundo orden en ambas direcciones, la diferencia en este caso, es basado en el método dinámico modal espectral.

4.1.2. Dinámico NSCM-22

- ***Espectro de diseño y reducido***

Continuando con los parámetros planteados para el método FLE del capítulo anterior, correspondiente al edificio C-01, se construye el espectro y el reducido.

Figura 4.4. Espectro de diseño elástico y reducido NSCM-22 para C-01



Fuente: Elaboración propia.

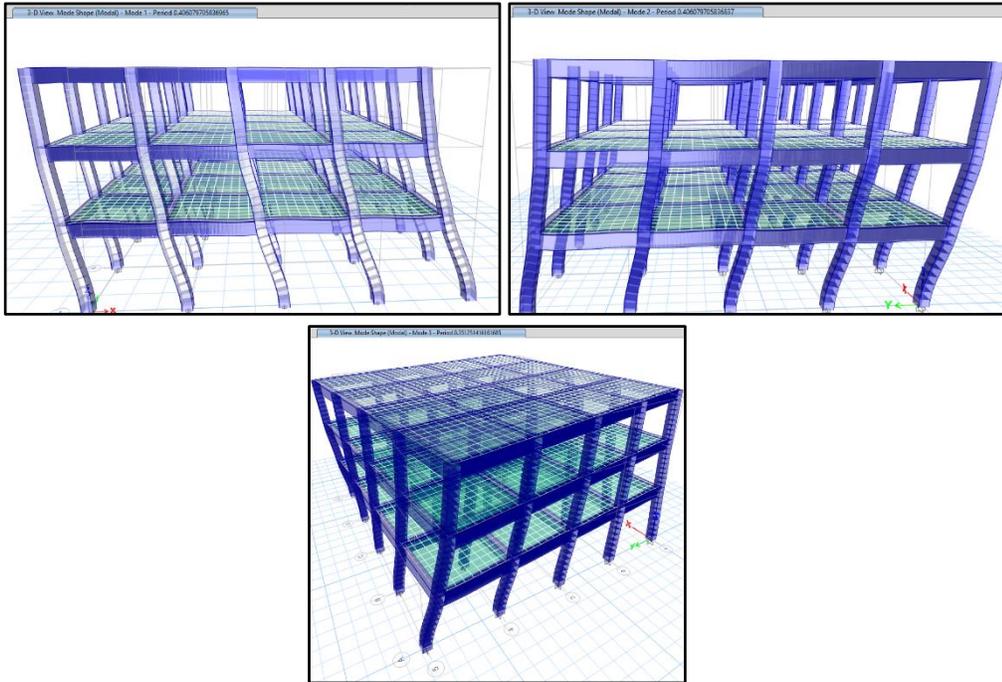
- ***Factores de participación modal***

Tabla 4.6. Factores de participación modal NSCM-22 para C-01.

Modo	Periodo	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
	sec						
1	0.406	0.5604	0.3626	0	0.5604	0.3626	0
2	0.406	0.3626	0.5604	0	0.923	0.923	0
3	0.351	0	0	0.9233	0.923	0.923	0.9233
4	0.134	0.0518	0.0162	0	0.9749	0.9392	0.9233
5	0.134	0.0162	0.0518	0	0.991	0.991	0.9233
6	0.116	0	0	0.0677	0.991	0.991	0.991
7	0.084	0.006	0.003	0	0.997	0.994	0.991
8	0.084	0.003	0.006	0	1	1	0.991
9	0.073	0	0	0.009	1	1	1

Fuente: Software Etabs, Elaboración propia.

Figura 4.5. Modos de vibración para C-01 con NSCM-22



Fuente: Software ETABS, elaboración propia.

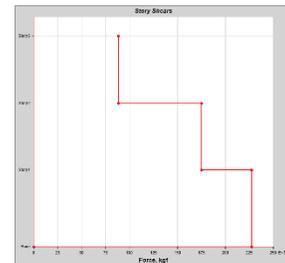
La estructura tiene un comportamiento adecuado para los modos de vibración principales y se aprecia una variación con respecto al mismo edificio analizado con el RNC-07, ya que las deformaciones en la losa eran nulas, en cambio acá se nota parcialmente dicha variación.

▪ **Revisión de cortante basal**

Según la sección 8.2.2.7. de la NSCM-22, se debe cumplir con al menos el 100% de las respuestas combinadas para el cortante basal dinámico con respecto al estático, en caso de ser menor, aplicar el factor de corrección por escala.

Figura 4.6. Cortantes dinámicos obtenidos del Software para C-01

Story	Elevation m	Location	X-Dir kgf	Y-Dir kgf
Story3	11	Top	88304.97	88304.97
Story2	7.5	Top	175291.5	175291.5
Story1	4	Top	227519.65	227519.65
Base	0	Top	0	0



Fuente: Software ETABS.

Retomando las fuerzas cortantes calculadas en el capítulo anterior con respecto al Método de Fuerza Lateral Equivalente, se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 4.7. Validación de cortante basal estático vs Dinámico NSCM-22

Nivel	V EST (Tonf)	V DIN (Tonf)
3	103.98	88.305
2	193.24	175.292
1	240.36	227.520
Vb	240.36	227.520
D/E	94.66%	Corregir

Fuente: Elaboración propia.

No se cumple la condición del 100%, por lo que se debe incrementar el cortante dinámico a partir de un factor de corrección.

Tabla 4.8. Corrección de cortante basal C-01 NSCM-22

CASO	U1 (X-DIR)
DIN/EST	94.66%
Factor de corrección	1.06
Grav (m/s ²)	10.3986

Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.7. Factor de corrección aplicado en C-01 para NSCM-22

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	ESPECTRO RED N...	9.8067*1.06
Acceleration	U2	ESPECTRO RED N...	9.8067

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	ESPECTRO RED N...	10.3951
Acceleration	U2	ESPECTRO RED N...	9.8067*1.06

Fuente: Software ETABS.

Con esta corrección se obtienen los cortantes dinámicos amplificados hasta cumplir con la condición planteada, ver tabla 4.9.

Tabla 4.9. Cortante dinámico corregido en C-01 para NSCM-22

Nivel	V EST (Tonf)	Vx DIN (Tonf)	Vb/Vo X-DIR
3	103.98	100.78	97%
2	193.24	200.06	104%
1	240.36	259.67	108%

Fuente: Elaboración propia.

Desplazamientos obtenidos:

Para analizar las derivas se debe multiplicar el desplazamiento por la expresión Cd/I

Donde se usan los mismos valores definidos para el método de Fuerza lateral equivalente

$$Cd = 5.5$$

$$I = 1$$

Tabla 4.10. Desplazamientos basados en cortantes corregidos en C-01

NIVEL	Desp (cm)	δ (cm)	Δ (cm)
3	1.1975	3.9917	0.7290
2	0.9788	3.2627	1.3743
1	0.5665	1.8883	1.8883

Fuente: Software ETABS, Elaboración propia.

▪ **Evaluación de distorsiones**

Una vez que se cumple con la condición de tener al menos un 100% del cortante estático, ahora se procede a realizar la revisión de las derivas con los desplazamientos obtenidos para este caso en particular.

Derivas por colapso:

Usando los valores de derivas por nivel calculados por nivel Δ , se dividen entre la altura de cada piso y se obtiene el parámetro que se debe revisar en base a la distorsión máxima, en este caso es de $\Delta_{max} = 0.01$.

Tabla 4.11. Distorsiones por colapso DME NSCM-22 C-01

Nivel	Hi (cm)	Δ (cm)	γ_i	Estado
3	350.00	0.72900	0.00208286	Cumple
2	350.00	1.37433	0.00392667	Cumple
1	400.00	1.88833	0.00472083	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

Se consideran los mismos parámetros a evaluar para la evaluación de las distorsiones por colapso, por lo tanto, se da por cumplido.

Efectos de segundo orden:

Para poder considerar los efectos de segundo orden, el coeficiente de estabilidad θ debe ser menor que θ_{max} .

Tabla 4.12. Evaluación de Efectos de segundo orden NSCM-22 C-01

Nivel	Hi (cm)	Δ_{ex} (cm)	Vx (Tonf)	ΣVx	Px (Tonf)	θ	θ_{MAX}	Estado	RATIO	1/ β
3	350	0.2187	88.305	88.30	320.29	0.00068	0.09091	Cumple	0.007	1
2	350	0.4123	175.292	263.60	762.35	0.00102	0.09091	Cumple	0.011	1
1	400	0.5665	227.520	491.12	1208.17	0.00105	0.09091	Cumple	0.011	1

Fuente: Elaboración propia.

En este caso, la estabilidad es menor que 0.01, por lo cual se omiten los efectos de segundo orden.

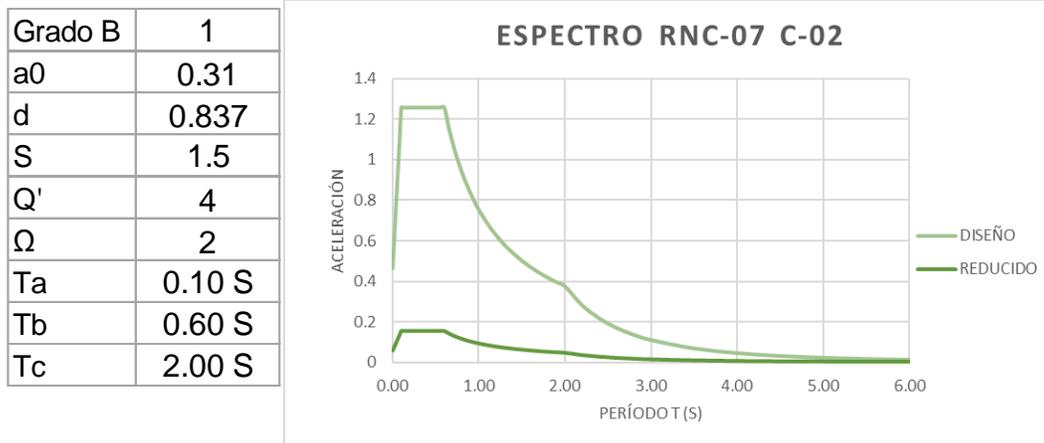
4.2. C-02: EDIFICIO ACERO SMF

4.2.1. Dinámico RNC-07

- ***Espectro de diseño reducido***

Los parámetros para la obtención del espectro son los siguientes:

Figura 4.8. Espectro de diseño y reducido RNC-07 C-02



Fuente: Elaboración propia.

A diferencia del espectro para el Caso 1, las aceleraciones espectrales no se ven afectadas por un factor de amplificación porque es una estructura tipo B, el espectro reducido se construye de igual forma, en base a las aceleraciones obtenidas para cada tramo del espectro.

▪ **Factores de participación modal**

Se extrae la tabla de factores de participación modal, y se aprecia que desde el 7mo modo obtiene un 95.20% de participación modal en dirección X, el 8vo un 94.05% en dirección Y y el 9no un 95.05% en la rotación en Z, esto sucede en el tercer piso de la estructura.

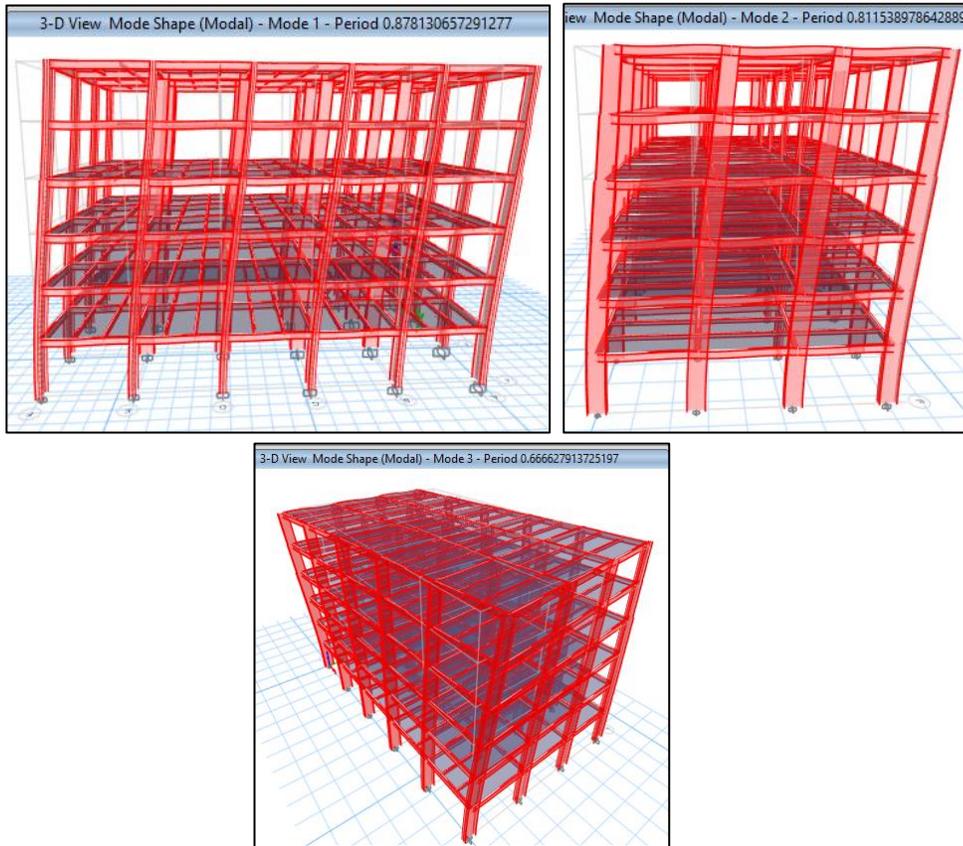
Tabla 4.13. Factores de participación modal RNC-07 para C-02

Modo	Periodo	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
	sec						
1	0.878	0.72	0.01	0.02	0.717	0.011	0.018
2	0.812	0.02	0.64	0.07	0.737	0.647	0.084
3	0.667	0.01	0.07	0.64	0.747	0.720	0.724
4	0.242	0.14	0	0	0.890	0.720	0.726
5	0.203	0	0.143	0.02	0.891	0.863	0.746
6	0.169	0	0.021	0.14	0.892	0.884	0.885
7	0.117	0.060	0	0.00	0.952	0.884	0.885
8	0.093	0	0.057	0.01	0.952	0.941	0.895
9	0.078	0	0.010	0.06	0.952	0.950	0.951
10	0.07	0.029	0	0	0.981	0.950	0.951
11	0.054	0	0.026	0.00	0.981	0.976	0.955
12	0.048	0.014	0	0	0.996	0.976	0.955
13	0.045	0.0	0.005	0.03	0.996	0.981	0.981
14	0.037	0.00003	0.012	0	0.996	0.993	0.984
15	0.036	0.004	0	0	1.000	0.993	0.984
16	0.031	0	0.002	0.012	1	0.996	0.996
17	0.028	0	0.004	0.001	1	0.999	0.996
18	0.023	0	0.001	0.004	1	1	1

Fuente: Software ETABS, elaboración propia.

De igual forma se asegura un comportamiento adecuado de los primeros tres modos de vibración, dos traslacionales en X y Y, y el torsional en el eje Z en el tercer modo.

Figura 4.9. Modos de vibración de la estructura con RNC-07 C-02



Fuente: Software ETABS, elaboración propia

▪ **Revisión de cortante basal**

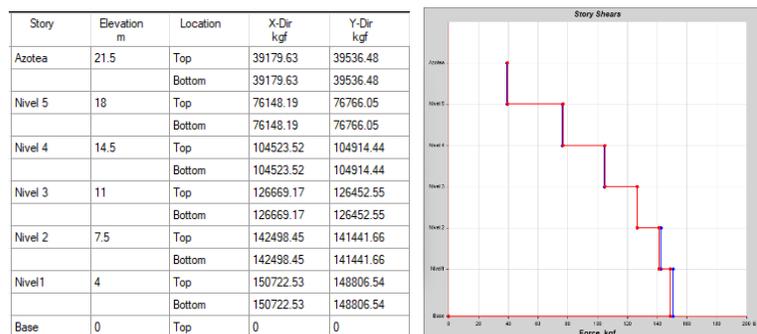
Dentro del método estático equivalente se obtuvo un cortante basal de 283.85 Tonf, mientras que con el método dinámico modal espectral se obtuvo un valor de 150.72 Tonf en el eje X, teniendo un 53% en dicha dirección, mientras que en el eje Y se obtuvo 148.81 Tonf, por lo que hay un 52.42% de diferencia entre el estático calculado.

El arto 33 del RNC-07 establece que si el valor del cortante basal dinámico V_0 es menor que

$$0.8 \frac{a}{Q' \Omega} W_0$$

Las fuerzas deben amplificarse hasta que V_0 sea igualado a dicha condición.

Figura 4.10. Fuerzas cortantes dinámicas por nivel RNC-07 para C-02



Fuente: Software ETABS, elaboración propia.

Se aprecia un cambio en la distribución de fuerzas sísmicas por nivel a tal punto que los cortantes dinámicos en este caso sean considerablemente menores que el estático obtenido.

Tabla 4.14. Comparación de Vb con V0 con RNC-07 en C-02

Nivel	V EST (Tonf)	Vx DIN (Tonf)	Vy DIN (Tonf)
Azotea	57.06	39.18	39.54
5	129.05	76.15	76.77
4	188.94	104.52	104.91
3	235.27	126.67	126.45
2	266.85	142.50	141.44
1	283.85	150.72	148.81
Vb	283.85	150.72	148.81
D/E		53.10%	52.42%

Fuente: Elaboración propia.

Para la corrección del cortante basal dinámico, se amplifica el valor de la gravedad por los siguientes factores, amplificando la gravedad por el factor de corrección. (ver tabla 4.15).

Para la obtención de estos factores se efectúa el siguiente cálculo:

$$Fr = \frac{0.8V_b}{V_0}$$

Tabla 4.15. Factor de corrección para C-02 RNC-07

CASO	U1 (X-DIR)	U2 (Y-DIR)
DIN/EST	53.10%	52.42%
Factor de corrección	1.51	1.53
Grav (m/s ²)	14.780	14.970

Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.11. Amplificación gravitacional en sismo dinámico C-02

General

Load Case Name: SISMO DIN [Design...]
 Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]
 Mass Source: Previous (MASA RNC-07)
 Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	RNC-07 RED	9.8067*1.51
Acceleration	U2	RNC-07 RED	9.8067

[Add] [Delete] Advanced

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	RNC-07 RED	14.8081
Acceleration	U2	RNC-07 RED	9.8067*1.53

[Add] [Delete] Advanced

Fuente: Software ETABS.

Las nuevas fuerzas sísmicas obtenidas, cumpliendo con la condición planteada por el ARTO 33 del RNC-07 son las siguientes:

Tabla 4.16. Cortante dinámico corregido según RNC-07 para C-02

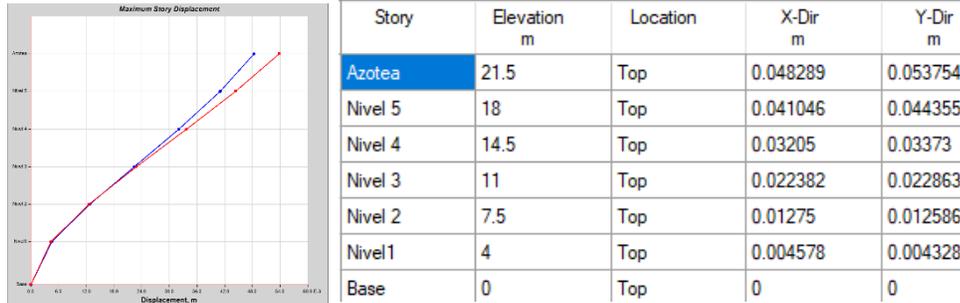
Nivel	V EST (Tonf)	Vx DIN (Tonf)	Vb/Vo X-DIR	Vy DIN (Tonf)	Vb/Vo Y-DIR
Azotea	57.06	59.17	103.69%	60.48	105.99%
5	129.05	115.01	89.12%	117.43	90.99%
4	188.94	157.87	83.55%	160.48	84.94%
3	235.27	191.32	81.32%	193.43	82.22%
2	266.85	215.22	80.65%	216.36	81.08%
1	283.85	227.64	80.20%	227.63	80.19%

Fuente: Elaboración propia.

▪ **Evaluación de derivas**

Una vez cumpliendo la condición del ARTO 33 del RNC-07, se procede a determinar el desplazamiento según las fuerzas sísmicas obtenidas y evaluar las derivas de cada piso.

Figura 4.12. Desplazamientos con DME usando RNC-07 para C-02



Fuente: Software ETABS.

Los desplazamientos totales y por nivel son los siguientes:

Tabla 4.17. Desplazamientos por nivel con fuerzas corregidas para C-02

Nivel	DespX (cm)	Δ_x (cm)	DespY (cm)	Δ_y (cm)
Azotea	4.829	0.724	5.375	0.940
5	4.105	0.900	4.436	1.063
4	3.205	0.967	3.373	1.087
3	2.238	0.963	2.286	1.028
2	1.275	0.817	1.259	0.826
1	0.458	0.458	0.433	0.433

Fuente: Elaboración propia.

Revisión de derivas por colapso:

Para la revisión de las derivas por colapso se verifica el valor de distorsión máxima permisible, en este caso es de 0.03, valor que está definido para pórticos dúctiles de acero.

Tabla 4.18. Derivas por colapso para DME con RNC-07 en C-02

Nivel	Hi (cm)	X-DIR				Y-DIR			
		δ_x (cm)	δ_{T_x} (cm)	Δ_{xT}	$\Delta_{xT} < 0.03$	δ_y (cm)	δ_{T_y} (cm)	Δ_{yT}	$\Delta_{yT} < 0.03$
6	350	0.724	5.794	0.017	Cumple	0.940	7.519	0.021	Cumple
5	350	0.900	7.197	0.021	Cumple	1.063	8.500	0.024	Cumple
4	350	0.967	7.734	0.022	Cumple	1.087	8.694	0.025	Cumple
3	350	0.963	7.706	0.022	Cumple	1.028	8.222	0.023	Cumple
2	350	0.817	6.538	0.019	Cumple	0.826	6.606	0.019	Cumple
1	400	0.458	3.662	0.009	Cumple	0.433	3.462	0.009	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

En ambos ejes las distorsiones son menores que la distorsión máxima permisible, por lo tanto, cumple con la condición, considerando que la estructura no fallará por colapso en ninguno de sus ejes principales.

Revisión de efectos por segundo orden $P\Delta$

A diferencia de la revisión de derivas para el método estático, la fuerza sísmica en el último nivel ha aumentado a más del 100% de la fuerza estática (Ver tabla 4.13) por lo que todos los desplazamientos en conjunto serán aumentados, sin embargo, dicho incremento no representa inestabilidad en el sistema, dando así por cumplida la condición para efectos de segundo orden ante un caso de un sismo dinámico.

Tabla 4.19. Revisión de efecto $P\Delta$ en ambas direcciones C-02

NIVEL	Hi (cm)	P_y (Tonf)	V (Tonf)	Δ_x (cm)	Δ/H	$\leq 0.08V/P_y$	ESTADO
6	350	237.06	59.17	0.724	0.002	0.01997	Cumple
5	350	626.48	115.01	0.900	0.003	0.01469	Cumple
4	350	1025.98	157.87	0.967	0.003	0.01231	Cumple
3	350	1431.74	191.32	0.963	0.003	0.01069	Cumple
2	350	1837.49	215.22	0.817	0.002	0.00937	Cumple
1	400	2246.24	227.64	0.458	0.001	0.00811	Cumple

NIVEL	Hi (cm)	P_y (Tonf)	V (Tonf)	Δ_y (cm)	Δ/H	$\leq 0.08V/P_y$	ESTADO
6	350	237.06	60.48	0.940	0.003	0.02041	Cumple
5	350	626.48	117.43	1.063	0.003	0.01500	Cumple
4	350	1025.98	160.48	1.087	0.003	0.01251	Cumple
3	350	1431.74	193.43	1.028	0.003	0.01081	Cumple
2	350	1837.49	216.36	0.826	0.002	0.00942	Cumple
1	400	2246.24	227.63	0.433	0.001	0.00811	Cumple

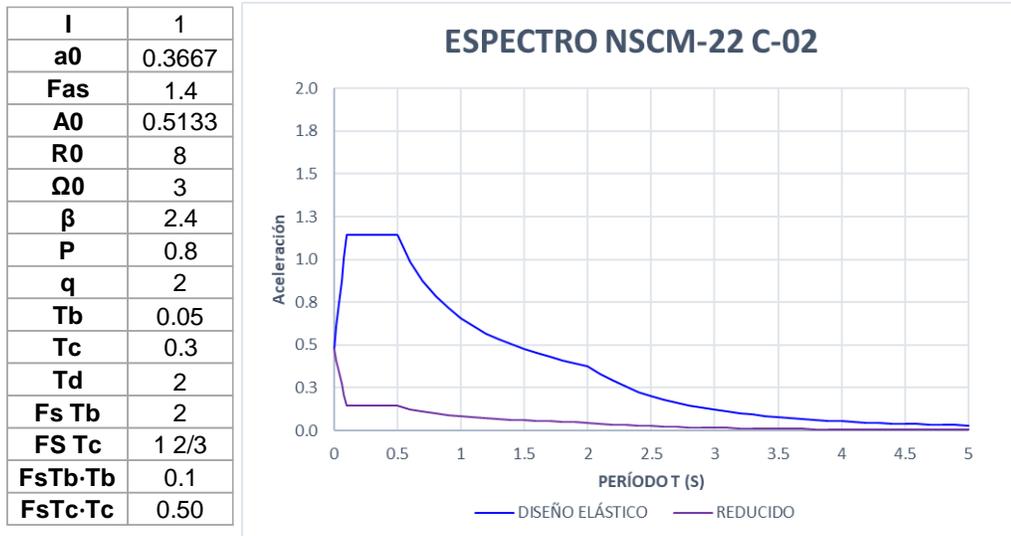
Fuente: Elaboración propia.

4.2.2. Análisis dinámico con NSCM-22 (C-02)

- ***Espectro reducido***

Para construir el espectro de diseño y el espectro reducido se usan los parámetros de la figura 4.13. que son los mismos usados para el método de fuerza lateral equivalente.

Figura 4.13. Espectro de diseño elástico y reducido NSCM-22 para C-02



Fuente: Elaboración propia.

En este caso, el espectro no tiene valores de aceleración tan altos como para el primer caso, debido a que el índice de importancia se mantiene en la unidad, sin amplificar.

Se usan los mismos valores de aceleración espectral del suelo por las mismas características para la ciudad de Managua y los demás valores son estándares, obteniendo así el espectro de la figura 4.12.

- ***Factores de participación modal***

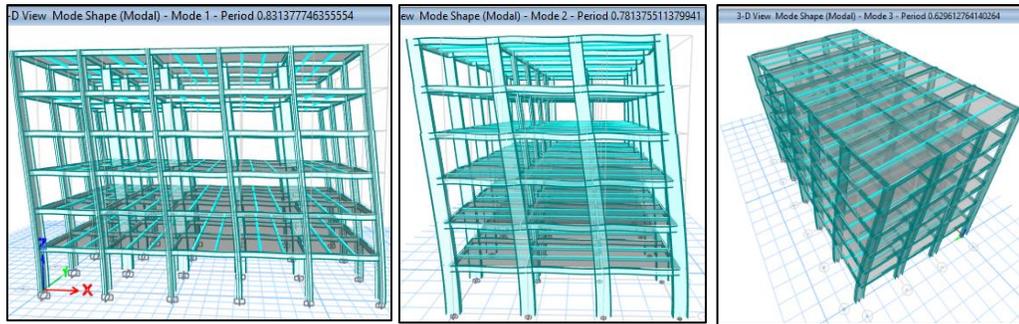
Una vez creado los modelos se revisan los factores de participación modal obtenidos (Tabla 4.17) y posteriormente revisando que el comportamiento de cada modo sea dos traslacionales y uno rotacional, lo cual se considera cumplido, a como se observa en la figura 4.13.

Tabla 4.20. Factores de participación modal para C-02 NSCM-22

Modo	Periodo	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
	sec						
1	0.831	0.737	0	0	0.737	0.00	0.00
2	0.781	0.008	0.622	0.09	0.745	0.627	0.097
3	0.63	0.002	0.093	0.6	0.746	0.720	0.724
4	0.23	0.145	0	0	0.891	0.720	0.724
5	0.197	0	0.140	0.023	0.892	0.860	0.747
6	0.161	0	0.024	0.138	0.892	0.884	0.885
7	0.112	0.061	0	0	0.953	0.884	0.885
8	0.093	0.0	0.058	0.008	0.953	0.942	0.893
9	0.078	0.0	0.007	0.057	0.953	0.949	0.950
10	0.068	0.028	0	0	0.981	0.949	0.950
11	0.059	0	0.026	0	0.981	0.975	0.952
12	0.05	0	0	0.008	0.981	0.975	0.960
13	0.05	0	0	0.017	0.981	0.975	0.977
14	0.049	0.014	0	0	0.995	0.975	0.977
15	0.045	0.000	0	0	0.995	0.975	0.978
16	0.045	0.000	0.012	0	0.995	0.988	0.978
17	0.04	0.000	0.001	0.006	0.995	0.988	0.983
18	0.039	0.000	0.001	0.006	0.995	0.989	0.989

Fuente: Software ETABS.

Figura 4.14. Modos de vibración de la estructura

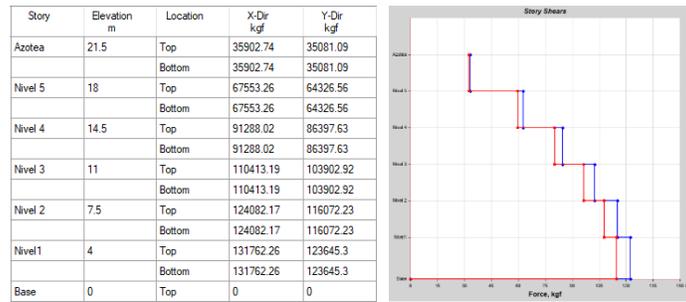


Fuente: Software ETABS.

▪ **Revisión de cortante basal**

Siguiendo la misma metodología planteada en el acápite anterior, el valor del cortante dinámico debe ser como mínimo el 100% del cortante estático.

Figura 4.15. Cortantes dinámicos obtenidos con espectro reducido C-02



Fuente: Software ETABS.

Con las fuerzas dinámicas obtenidas, se comparan en ambas direcciones con la fuerza estática.

Tabla 4.21. Cortantes dinámicos y estáticos C-02 con NSCM-22

Nivel	V EST (Tonf)	Vx DIN (Tonf)	Vy DIN (Tonf)
Azotea	38.98	35.90	35.08
5	92.02	67.55	64.33
4	136.86	91.29	86.40
3	171.88	110.41	103.90
2	195.75	124.08	116.07
1	208.66	131.76	123.65

Fuente: Elaboración propia.

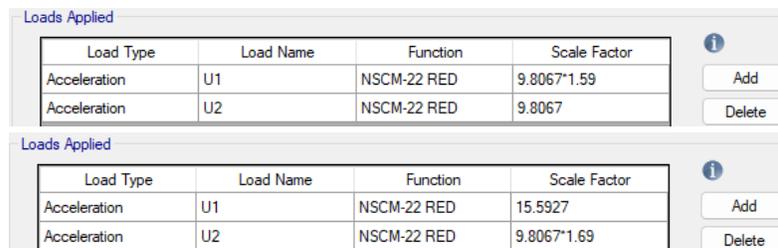
La tabla 4.21. muestra la relación que hay entre los cortantes dinámicos y estáticos, para cumplir con esta condición, se debe multiplicar por el factor de corrección por la gravedad, el cual amplificará los valores de cortante, como se observa en Figura 4.16.

Tabla 4.22. Factor de corrección para ambas direcciones

CASO	U1 (X-DIR)	U2 (Y-DIR)
DIN/EST	63.12%	59.22%
Factor de corrección	1.59	1.69
Grav (m/s ²)	15.87	16.87

Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.16. Factor de corrección aplicado en C-02



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.23. Cortante dinámico corregidos para condición NSCM-22 C-02

Nivel	V EST (Tonf)	Vx DIN (Tonf)	Vb/Vo X-DIR	Vy DIN (Tonf)	Vb/Vo Y-DIR
6	38.98	57.09738	146.47%	59.27	152.06%
5	92.02	107.44	116.76%	108.68	118.11%
4	136.86	145.19	106.09%	145.97	106.66%
3	171.88	175.61	102.17%	175.54	102.13%
2	195.75	197.35	100.81%	196.11	100.18%
1	208.66	209.56	100.43%	208.90	100.11%

Fuente: Elaboración propia.

▪ **Revisión de distorsiones**

Con las correspondientes fuerzas corregidas, se deben determinar los desplazamientos para así determinar las derivas por cada piso.

Los desplazamientos se multiplican por el valor de Cd dividido entre el índice de importancia que posea la estructura, en este caso se usa 1.

Tabla 4.24. Desplazamientos y derivas para DME usando NSCM-22

Nivel	DespX (cm)	δX (cm)	Δ_x (cm)	DespY (cm)	δY (cm)	Δ_y (cm)
Azotea	4.2886	23.587	3.525	5.0878	27.983	4.908
5	3.6477	20.062	4.428	4.1954	23.075	5.540
4	2.8427	15.635	4.690	3.1881	17.535	5.656
3	1.99	10.945	4.701	2.1597	11.878	5.340
2	1.1353	6.244	3.975	1.1888	6.538	4.288
1	0.4126	2.269	2.269	0.4091	2.250	2.250

Fuente: Elaboración propia.

▪ **Revisión de distorsiones por colapso:**

El valor máximo de distorsión para el siguiente caso no es alterado por el tipo de estructuras de ocupación normal, por lo que se conserva con 0.025

$$\Delta_{max} = 0.025$$

Tabla 4.25. Revisión de derivas por colapso para C-02 NSCM-22

Nivel	Hi (cm)	Δx (cm)	γx	Estado	Δy (cm)	γY	Estado
Azotea	350	3.525	0.01007	Cumple	4.908	0.0140	Cumple
5	350	4.428	0.01265	Cumple	5.540	0.0158	Cumple
4	350	4.690	0.01340	Cumple	5.656	0.0162	Cumple
3	350	4.701	0.01343	Cumple	5.340	0.0153	Cumple
2	350	3.975	0.01136	Cumple	4.288	0.0123	Cumple
1	400	2.269	0.00567	Cumple	2.250	0.0056	Cumple

Fuente: Elaboración propia

▪ **Revisión de efectos de segundo orden:**

Se realiza el mismo procedimiento que se siguió con el método estático, para evaluar los efectos $P\Delta$, de igual manera se evalúan los desplazamientos por nivel obtenidos de las fuerzas dinámicas, sin amplificar o reducir con ningún factor.

Tabla 4.26. Revisión de efectos por segundo orden C-02 NSCM-22.

Nivel	Hi (cm)	Δe_x (cm)	Vx (Tonf)	ΣV_x	P (Tonf)	θ	θ_{MAX}	ESTADO	RATIO	1/ β
Azotea	350	0.641	57.10	57.10	241.66	0.001409	0.09091	Cumple	0.016	1
5	350	0.805	107.44	164.54	396.96	0.001009	0.09091	Cumple	0.011	1
4	350	0.853	145.19	309.72	407.24	0.000582	0.09091	Cumple	0.006	1
3	350	0.855	175.61	485.33	413.61	0.000378	0.09091	Cumple	0.004	1
2	350	0.723	197.35	682.68	413.61	0.000227	0.09091	Cumple	0.003	1
1	400	0.413	209.56	892.24	416.66	0.00009	0.09091	Cumple	0.001	1

Nivel	Hi (cm)	Δe_Y (cm)	VY (Tonf)	ΣV_Y	P (Tonf)	θ	θ_{MAX}	ESTADO	RATIO	1/ β
Azotea	350	0.892	59.27	59.27	241.66	0.00189	0.09091	Cumple	0.021	1
5	350	1.007	108.68	167.96	396.96	0.001237	0.09091	Cumple	0.014	1
4	350	1.028	175.54	343.50	407.24	0.000633	0.09091	Cumple	0.007	1
3	350	0.971	175.54	519.04	413.61	0.000402	0.09091	Cumple	0.004	1
2	350	0.780	196.11	715.15	413.61	0.000234	0.09091	Cumple	0.003	1
1	400	0.409	208.90	924.05	416.66	0.000084	0.09091	Cumple	0.001	1

Fuente: Elaboración propia.

En ambos ejes se cumple con la condición con la que, se permite omitir los efectos P-Delta.

4.3. C-03: EDIFICIO ACERO SCBF >20m

4.3.1. Objetivos del modelo

Este modelo tiene como fin realizar un análisis comparativo entre métodos dinámicos lineales del RNC-07 y NSCM-22, debido a la restricción de altura del método de Fuerza Lateral Equivalente planteado en la NSCM-22, no se puede aplicar para estructuras regulares de más de 12 metros de altura, pero dentro del rango del RNC-07, el presente modelo si puede aplicarse debido a que dicha restricción se extiende hasta los 40 metros siendo regular, pero en este caso no se aplicará porque una comparación estática no tendría un resultado tan satisfactorio.

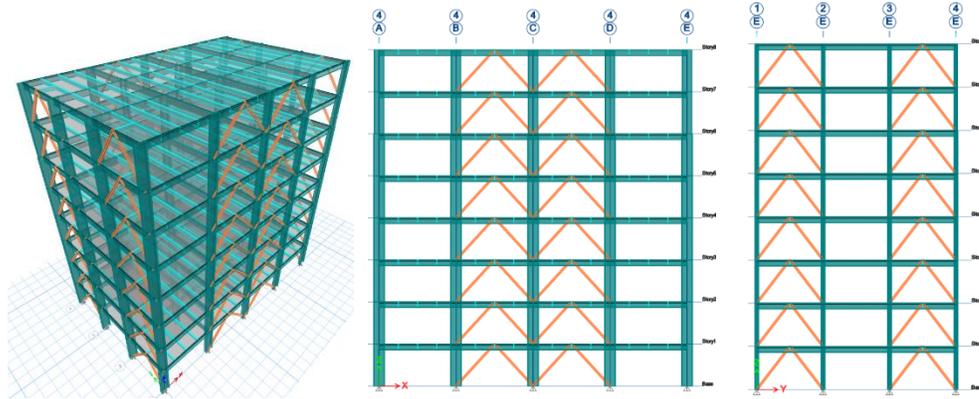
En el caso 2 de esta tesis, se plantea el comportamiento de un análisis comparativo entre los métodos estáticos y dinámicos.

Dado que en el presente edificio no tiene una base del análisis estático del cual se puede comparar, se omite el paso de la corrección del cortante basal, por la condición de cumplir el 80% del cortante estático en el RNC-07 o el 100% como mínimo para la NSCM-22.

4.3.2. Descripción del edificio

Consiste en una estructura de acero estructural A992 de 8 plantas para uso de apartamentos, ubicado en la ciudad de Managua, Nicaragua. La altura de cada nivel es de 3.30m, cuanta con 4 claros de 6.00m en el eje X, y 3 claros de 5.00m en el eje Y (figura 4.17. y 4.18.), su configuración estructural consiste de pórticos arriostrados concéntricamente tipo V invertida (Special Concentrically Braced Frame). Con las mismas características de sitio, se considera una velocidad de onda de corte $V_s = 425 \text{ m/s}$.

Figura 4.17. Isométrico y elevaciones C-03



Fuente: Software ETABS; Elaboración propia.

Figura 4.18. Planta típica C-03



Fuente: Software ETABS; Elaboración propia.

4.3.3. Asignación de cargas

- **Cargas de elementos no estructurales**

Serán consideradas las siguientes cargas para accesorios en entrepiso y azotea respectivamente:

Tabla 4.27. Resumen de cargas no estructurales para C-03

NIVEL	W (Kg)	W (kg/m ²)
Azotea	27000	75
7	64800	180
6	64800	180
5	64800	180
4	64800	180
3	64800	180
2	64800	180
1	64800	180

Fuente: Elaboración propia.

- **Cargas variables**

El edificio será utilizado para apartamentos, por lo que según indica en ambas normas, la carga tipo residencial será de 200 kg/m^2 en la máxima y las incidentales según la siguiente tabla para los dos casos:

Tabla 4.28. Resumen de cargas variables para C-03

DESTINO	MÁXIMA (kg/m^2)	INCIDENTAL (kg/m^2)	
		RNC-07	NSCM-22
APARTAMENTOS	200	80	30
AZOTEA (PENDIENTE <5%)	100	40	15

Fuente: Elaboración propia.

- **Set de cargas**

Cada caso será analizado con sus correspondientes sets, la tabla 4.29 muestra los sets de cargas para el RNC-07.

Tabla 4.29. Set de cargas RNC-07 C-03

NIVEL	CMSI(kg/m^2)	CV(kg/m^2)	CVR(kg/m^2)
Azotea	75	100	40
7	180	200	80
6	180	200	80
5	180	200	80
4	180	200	80
3	180	200	80
2	180	200	80
1	180	200	80

Fuente: Elaboración propia.

Considerando la reducción de cargas vivas planteado dentro de la Norma sismorresistente para la ciudad de Managua, se tiene este set de cargas para considerar dentro del modelo (Ver tabla 4.30).

Tabla 4.30. Set de cargas NSCM-22 C-03

NIVEL	CMSI(kg/m^2)	CV(kg/m^2)	CVR(kg/m^2)
Azotea	75	100	15
7	180	200	40
6	180	200	40
5	180	200	40
4	180	200	40
3	180	200	40
2	180	200	40
1	180	200	40

Fuente: Elaboración propia.

4.3.4. Método dinámico modal espectral RNC-07

▪ **Condiciones de regularidad**

Es necesario revisar las condiciones de regularidad del edificio para determinar si se debe reducir la ductilidad de este, debido a que, para la construcción del espectro, se requiere conocer este dato.

- 1) Planta sensiblemente simétrica: **Cumple condición**

En la figura 4.6. se nota la regularidad que posee el edificio en ambos ejes, cumple condición.

- 2) La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5

$$\begin{array}{l}
 h_t := 26.4 \text{ m} \\
 b_m := 15 \text{ m}
 \end{array}
 \quad
 C_2 := \frac{h_t}{b_m} = 1.76
 \quad
 \begin{array}{l}
 \text{if } C_2 \\
 \left\| \begin{array}{l} C_2 \leq 2.5 \\ \text{"Cumple"} \end{array} \right. \\
 \text{also if } C_2 > 2.5 \\
 \left\| \begin{array}{l} \text{"No cumple"} \end{array} \right.
 \end{array}
 \quad
 = \text{"Cumple"}$$

- 3) La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.

$$\begin{array}{l}
 B_M := 24 \text{ m} \\
 b_m = 15 \text{ m}
 \end{array}
 \quad
 C_3 := \frac{B_M}{b_m} = 1.6
 \quad
 \begin{array}{l}
 \text{if } C_3 \\
 \left\| \begin{array}{l} C_3 \leq 2.5 \\ \text{"Cumple"} \end{array} \right. \\
 \text{also if } C_3 > 2.5 \\
 \left\| \begin{array}{l} \text{"No cumple"} \end{array} \right.
 \end{array}
 \quad
 = \text{"Cumple"}$$

- 4) No tiene entrantes ni salientes: **Cumple condición.**
- 5) Sistema de techo o piso rígido y resistente: **Cumple condición.**
- 6) No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso: **Cumple condición.**
- 7) Distribución de masas:

Tabla 4.31. Distribución de masa sísmica por nivel C-03

NIVEL	Wo (kgf)	CONDICIÓN	
Azotea	165,251.71	64.25%	< 70%
7	257,198.09	99.19%	< 110%
6	259,301.65	99.16%	< 110%
5	261,508.21	100.00%	< 110%
4	261,508.21	100.00%	< 110%
3	261,508.21	100.00%	< 110%
2	261,508.21	100.00%	< 110%
1	261,508.21	-	110%

Fuente: Elaboración propia.

Cumple condición.

8) Regularidad en área de todos los niveles: **Cumple condición.**

9) Columnas están restringidas: **Cumple condición.**

10) Rigidez al corte

Tabla 4.32. Rigidez lateral por entrepiso para C-03

NIVEL	K _x (kgf/m)	CONDICIÓN		K _y (kgf/m)	CONDICIÓN	
Azotea	27885283.21	56.51%	< 150%	14262650.76	51.14%	< 150%
7	49345892.56	79.16%	< 150%	27891564.85	73.64%	< 150%
6	62333764.8	87.49%	< 150%	37877358.69	82.93%	< 150%
5	71243858.58	90.34%	< 150%	45674896.14	85.67%	< 150%
4	78860719.94	90.55%	< 150%	53313958.48	84.96%	< 150%
3	87089141.63	89.37%	< 150%	62748541.63	80.84%	< 150%
2	97448832.31	90.13%	< 150%	77618687.18	66.55%	< 150%
1	108119065	-		116639391.2	-	

Fuente: Elaboración propia.

11) Resistencia al corte

Con las fuerzas laterales obtenidas del método dinámico modal espectral se realiza la revisión de la condición, donde se observa una distribución adecuada por entrepiso

Tabla 4.33. Resistencia al corte para C-03

NIVEL	V _x (Tonf)	CONDICIÓN		V _y (Tonf)	CONDICIÓN	
Azotea	142.13426	42.34%	< 150%	142.13426	42.34%	< 150%
7	335.70004	66.74%	< 150%	335.70004	66.74%	< 150%
6	502.97049	78.16%	< 150%	502.97049	78.16%	< 150%
5	643.54872	85.12%	< 150%	643.54872	85.12%	< 150%
4	756.0113	89.96%	< 150%	756.0113	89.96%	< 150%
3	840.35824	93.73%	< 150%	840.35824	93.73%	< 150%
2	896.58953	96.96%	< 150%	896.58953	96.96%	< 150%
1	924.70518	-		924.70518	-	

Fuente: Elaboración propia.

12) Excentricidad torsional.

Tabla 4.34. Excentricidad torsional para C-03

	B-X 24.0 m	B-Y 15.0 m						
NIVEL	CM _x	CR _x	e _x	0.10B _x	CM _y	CR _y	e _y	0.10BY
Azotea	12	12	0	< 2.4	7.5	7.5	0	< 1.5
7	12	12	0	< 2.4	7.5	7.5	0	< 1.5
6	12	12	0	< 2.4	7.5	7.5	0	< 1.5
5	12	12	0	< 2.4	7.5	7.5	0	< 1.5
4	12	12	0	< 2.4	7.5	7.5	0	< 1.5
3	12	12	0	< 2.4	7.5	7.5	0	< 1.5
2	12	12	0	< 2.4	7.5	7.5	0	< 1.5
1	12	12	0	< 2.4	7.5	7.5	0	< 1.5

Fuente: Elaboración propia.

▪ **Parámetros de acción sísmica**

Clasificación de estructura:

El edificio será usado para apartamentos, por lo cual es considerado como una estructura de normal importancia, es decir, su clasificación es:

Tipo: B

▪ **Aceleración espectral:**

El valor de la aceleración espectral para la ciudad de Managua según el mapa de isoaceleraciones, el valor de aceleración es:

$$a_0 = 0.31$$

Factor de amplificación por tipo de suelo:

La estructura se encuentra ubicada en Managua, por lo que es Zona C, y el estudio de suelos indica que es tipo II, por lo tanto, el valor de aceleración es de:

$$S = 1.5$$

▪ **Ductilidad:**

Según la tabla 1B del RNC-07, se usa un valor de ductilidad para sistemas de acero tipo contravientos concéntricos de ductilidad alta:

$$Q = 3$$

De igual forma se revisa que en la NTC usan el mismo valor para estos casos. La estructura es regular, por lo que no se debe reducir la ductilidad en este caso y así se considera que:

$$Q = Q'$$

$$Q' = 3$$

- **Factor por sobrerresistencia:**

Según el arto 20 del RNC-07, el factor de sobrerresistencia es:

$$\Omega = 2$$

- **Factor “d”**

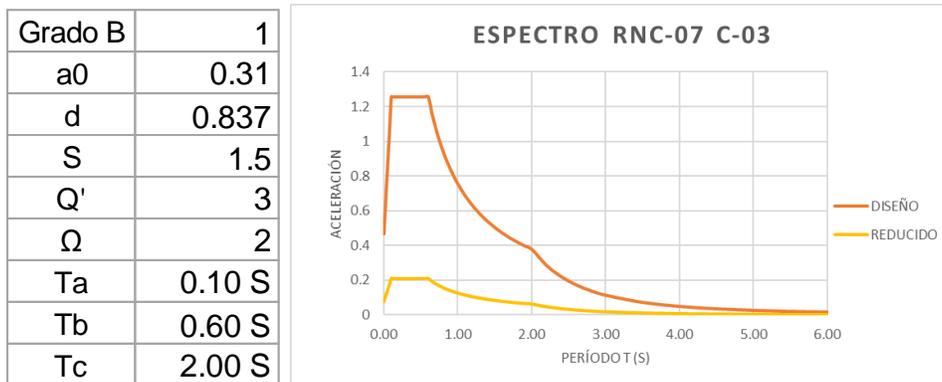
Se obtiene de $2.7 \cdot a_0$

$$d = 0.837$$

- **Espectro de diseño**

El espectro de diseño se obtiene a partir de los parámetros definidos anteriormente, teniendo así el siguiente espectro de diseño y el reducido que es el valor de la misma aceleración dividido entre $Q' \cdot \Omega$

Figura 4.19. Espectro de diseño RNC-07 para C-03



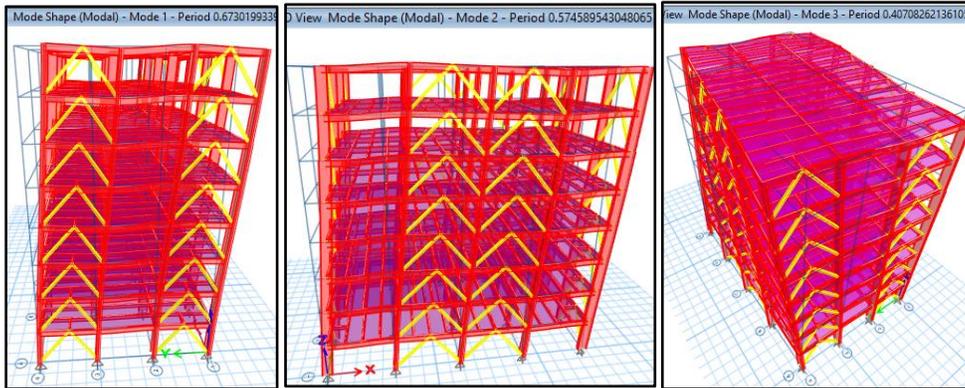
Fuente: Elaboración propia.

- **Modos de vibración del edificio**

El edificio tiene 8 niveles, por lo cual son 24 modos de vibración, se debe configurar en el software la cantidad de modos exactos para el análisis.

Y su comportamiento en los primeros 3 modos es el adecuado a como se puede ver en la figura 4.21.

Figura 4.20. Modos de vibración para modelo C-03 con RNC-07



Fuente: Software ETABS.

La tabla 4.35. presenta los factores de participación modal por cada modo.

Tabla 4.35. Modos de vibración para modelo C-03 con RNC-07

Modo	Periodo sec	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	0.673	0	0.7536	0	0	0.754	0
2	0.575	0.807	0	0	0.807	0.754	0
3	0.407	0	0	0.7739	0.807	0.754	0.774
4	0.208	0	0.1681	0	0.807	0.922	0.774
5	0.191	0.136	0	0	0.942	0.922	0.774
6	0.132	0	0	0.1607	0.942	0.922	0.935
7	0.107	0	0.0425	0	0.942	0.964	0.935
8	0.104	0.034	0.00	0	0.976	0.964	0.935
9	0.073	0	0.0183	0	0.976	0.983	0.935
10	0.073	0.013	0	0	0.989	0.983	0.935
11	0.071	0	0	0.0388	0.989	0.983	0.973
12	0.056	0.006	0	0	0.995	0.983	0.973
13	0.055	0	0.0093	0	0.995	0.992	0.973
14	0.051	0	0	0.0150	0.995	0.992	0.988
15	0.047	0.0028	0	0	0.998	0.992	0.988
16	0.045	0	0.0047	0	0.998	0.997	0.988
17	0.04	0.0014	0	0	0.9996	0.997	0.988
18	0.04	0	0	0.0068	0.9996	0.997	0.995
19	0.038	0	0.0026	0	0.9996	0.999	0.995
20	0.036	0.0004	0	0	1	0.999	0.995
21	0.034	0	0	0.0030	1	0.999	0.998
22	0.034	0	0.0008	0	1	1	0.998
23	0.030	0	0	0.0014	1	1	0.9996
24	0.028	0	0	0.0004	1	1	1

Fuente: Software ETABS.

- **Revisión del cortante basal**

Debido a que la estructura aún se puede analizar por medio del método estático equivalente, se puede calcular directamente el valor del cortante basal estático para ver si cumple con la condición del artículo 33, en caso de no hacerla, solo se amplifica para tener resultados más críticos al momento de analizar la estructura.

$$C_{min} = S \cdot a_0$$

$$C_{min} = 1.5 \cdot 0.31$$

$$C_{min} = 0.465$$

Y el correspondiente peso total de la estructura para análisis sísmico, se extrae de las condiciones de regularidad planteadas anteriormente.

$$W_0 = 1,989.29 \text{ Tonf}$$

- **Cortante basal estático:**

$$Vb = C \cdot W_0$$

$$Vb = 0.465 \cdot 1,989.29 \text{ Tonf}$$

$$Vb = 925.021 \text{ Tonf}$$

Para este caso, no se ha considerado el período estructural para la reducción de fuerzas sísmicas, por lo que se tendría que amplificar considerablemente los cortantes dinámicos para cumplir con la condición planteada por el RNC-07, así que se sigue el mismo procedimiento del MEE para determinar dichas cargas y posteriormente realizar el análisis, la obtención de las cargas estáticas son para calcular el factor correspondiente de corrección y de igual forma, observar el comportamiento, vinculando siempre el método estático con el dinámico.

Tabla 4.36. Fuerzas sísmicas estáticas con RNC-07 para C-03

NIVEL	H (m)	W (Tonf)	WH (Tonfm)	Fs (Tonf)	V (Tonf)	MV (Tonfm)
8	26.4	165.25	4,362.65	142.18	142.18	3753.63
7	23.1	257.20	5,941.28	193.63	335.81	4472.90
6	19.8	259.30	5,134.17	167.33	503.14	3313.09
5	16.5	261.51	4,314.89	140.63	643.77	2320.33
4	13.2	261.51	3,451.91	112.50	756.27	1485.01
3	9.9	261.51	2,588.93	84.38	840.65	835.32
2	6.6	261.51	1,725.95	56.25	896.90	371.25
1	3.3	261.51	862.98	28.13	925.02	92.81
Σ=		1,989.29	28,382.75	925.02		-

Fuente: Elaboración propia.

Y en base a las fuerzas sísmicas estáticas obtenidas, se tienen los siguientes desplazamientos:

Tabla 4.37. Desplazamientos para fuerzas sísmicas de MEE en C-03

Nivel	Desp _x (cm)	Δ _x (cm)	Desp _y (cm)	Δ _y (cm)
8	6.599	0.510	9.642	0.996
7	6.089	0.680	8.646	1.204
6	5.409	0.807	7.442	1.328
5	4.602	0.903	6.114	1.409
4	3.699	0.959	4.705	1.418
3	2.740	0.965	3.287	1.339
2	1.775	0.920	1.948	1.155
1	0.855	0.855	0.793	0.793

Fuente: Software ETABS, elaboración propia.

▪ **Período y aceleración:**

Tabla 4.38. Parámetros para cálculo de período estático C-03

NIVEL	H (m)	W (Tonf)	Fs (Tonf)	D _x (cm)	WD _x ² (Tonf.cm ²)	Fs·D _x (Tonf.cm)	D _y (cm)	WD _y ² (Tonf.cm ²)	Fs·D _y (Tonf.cm)
8	26.4	165.25	142.18	0.5097	42.93	72.47	0.996	164.10	141.69
7	23.1	257.20	193.63	0.6803	119.03	131.73	1.204	372.59	233.06
6	19.8	259.30	167.33	0.8069	168.83	135.02	1.328	457.23	222.19
5	16.5	261.51	140.63	0.9033	213.38	127.03	1.409	519.17	198.14
4	13.2	261.51	112.50	0.9586	240.30	107.84	1.418	525.82	159.53
3	9.9	261.51	84.38	0.965	243.52	81.42	1.339	469.07	113.00
2	6.6	261.51	56.25	0.92	221.34	51.75	1.155	348.92	64.97
1	3.3	261.51	28.13	0.8553	191.30	24.06	0.793	164.37	22.30
Σ=		1989.29	589.21	-	1278.68	527.12	-	2484.58	780.14

Fuente: Elaboración propia.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i x_i^2}{g \sum F s_i x_i}}$$

$$T_x = 2\pi \sqrt{\frac{1,278.68 \text{ Tonf. cm}^2}{981 \text{ cm/s}^2 (527.12 \text{ Tonf. cm})}} = 0.31124 \text{ seg}$$

$$T_y = 2\pi \sqrt{\frac{2,484.58 \text{ Tonf. cm}^2}{981 \text{ cm/s}^2 (780.14 \text{ Tonf. cm})}} = 0.3580 \text{ seg}$$

▪ **Aceleración espectral**

Al determinar el valor del período estructural, se ubica según las ramas del espectro para este modelo, el cual es calculado en el acápite 4.1.1. y ambos están bajo las siguientes condiciones:

$$T_a < T_{x-y} < T_b$$

Por lo tanto, se usa la segunda ecuación, comprendida para la rama de la meseta espectral:

$$a = Sd$$

Donde:

$$d = 2.7a_0$$

$$a := S \cdot d \xrightarrow{\text{explicit, ALL}} 1.5 \cdot 0.837 = 1.256$$

Fuerzas sísmicas reducidas

Al calcular el valor de la aceleración espectral, se calculan las nuevas fuerzas sísmicas reducidas en base al coeficiente de modificación de respuesta, dado por la primera parte de la ecuación 13 del RNC-07, o en el acápite 2.4.1.5.

$$C_{RED} = \frac{a}{\Omega Q'}$$

Donde

$$C_{RED} = \left(\frac{1.256}{2 \cdot 3} \right) = 0.235$$

$$F_{S_i} = C_{RED} W_i h_i \left(\frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \right)$$

Tabla 4.39. Fuerzas sísmicas reducidas MEE para C-03

NIVEL	H (m)	W (Tonf)	WH (Tonfm)	Fs (Tonf)	V (Tonf)	MV (Tonfm)
8	26.4	165.25	4362.65	63.98	63.98	1689.13
7	23.1	257.20	5941.28	87.13	151.12	2012.80
6	19.8	259.30	5134.17	75.30	226.41	1490.89
5	16.5	261.51	4314.89	63.28	289.70	1044.15
4	13.2	261.51	3451.91	50.63	340.32	668.26
3	9.9	261.51	2588.93	37.97	378.29	375.89
2	6.6	261.51	1725.95	25.31	403.60	167.06
1	3.3	261.51	862.98	12.66	416.26	41.77
Σ=		1989.29	28382.75	416.26		-

Fuente: Elaboración propia.

Considerando las fuerzas sísmicas del método estático equivalente del RNC-07, ya se puede realizar una comparación más exacta basado en los cortantes estáticos reducidos y el dinámico obtenido.

Tabla 4.40. Cortantes dinámicos sin corregir para C-03 con RNC-07

Nivel	V Est (Tonf)	Vx DIN (Tonf)	Vy DIN (Tonf)
Azotea	63.98	58.70	56.73
7	151.12	138.09	128.01
6	226.41	205.55	184.92
5	289.70	262.22	230.79
4	340.32	308.41	267.40
3	378.29	344.41	295.79
2	403.60	369.98	315.85
1	416.26	383.92	326.08

Fuente: Software ETABS.

Con los cortantes obtenidos en la base del primer nivel, se comparan con los calculados para el análisis estático, donde no se cumple para el eje Y, por lo que en la tabla 4.41. se presentan los factores de corrección para obtener el valor propuesto por el artículo 33.

Tabla 4.41. Factor de corrección para método DME con RNC-07 C-03

CASO	U1 (X-DIR)	U2 (Y-DIR)
DIN/EST	92.23%	78.34%
Factor de corrección	1	1.03
Grav (m/s ²)	9.81	10.1043

Fuente: Elaboración propia.

- **Cortantes corregidos**

Figura 4.21. Corrección de factor de escala según RNC-07 en C-03

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	ESPECTRO REDUX...	9.81
Acceleration	U2	ESPECTRO REDUX...	9.81*1.03

Fuente: Software ETABS.

Tabla 4.42. Fuerzas cortantes corregidas según RNC-07 para C-03

Nivel	V Est(Tonf)	V _{corr} X-DIR	Vb/Vo X-DIR	V _{corr} Y-DIR	Vb/Vo Y-DIR
Azotea	63.98	58.70	91.75%	58.43	91.33%
7	151.12	138.09	91.38%	131.85	87.25%
6	226.41	205.55	90.79%	190.46	84.12%
5	289.70	262.22	90.52%	237.71	82.06%
4	340.32	308.41	90.62%	275.42	80.93%
3	378.29	344.41	91.04%	304.66	80.54%
2	403.60	369.98	91.67%	325.32	80.61%
1	416.26	383.92	92.23%	335.86	80.69%

Fuente: Elaboración propia.

- **Desplazamientos:**

Los desplazamientos obtenidos para las nuevas fuerzas sismicas obtenidas son los siguientes:

Tabla 4.43. Desplazamientos obtenidos de fuerzas dinamicas para C-03

Nivel	DespX (cm)	Δ_x (cm)	DespY (cm)	Δ_y (cm)
Azotea	2.665	0.202	3.487	0.364
7	2.463	0.270	3.123	0.439
6	2.193	0.322	2.685	0.482
5	1.872	0.362	2.203	0.509
4	1.510	0.386	1.694	0.510
3	1.124	0.392	1.184	0.481
2	0.732	0.377	0.703	0.416
1	0.354	0.354	0.287	0.287

Fuente: Elaboracion propia.

- **Desplazamientos de C-03 según RNC-07**

Derivas por colapso

Para la evaluación de las derivas por colapso se considera el valor de distorsión máxima.

$$\Delta_{max} = 0.015$$

Tabla 4.44. Derivas por colapso para DME con RNC-07 en C-03

Nivel	Hi (cm)	δ_x (cm)	δT_x (cm)	$\Delta_x T$	$\Delta_x T < 0.015$	δ_y (cm)	δT_y (cm)	$\Delta_y T$	$\Delta_y T < 0.015$
Azotea	330	0.202	1.2126	0.003675	Cumple	0.364	2.1828	0.0066	Cumple
7	330	0.270	1.6206	0.004911	Cumple	0.439	2.6316	0.008	Cumple
6	330	0.322	1.9296	0.005847	Cumple	0.482	2.892	0.0088	Cumple
5	330	0.362	2.1702	0.006576	Cumple	0.509	3.0534	0.0093	Cumple
4	330	0.386	2.3172	0.007022	Cumple	0.510	3.0606	0.0093	Cumple
3	330	0.392	2.3514	0.007125	Cumple	0.481	2.886	0.0087	Cumple
2	330	0.377	2.2638	0.00686	Cumple	0.416	2.4936	0.0076	Cumple
1	330	0.354	2.1264	0.006444	Cumple	0.287	1.722	0.0052	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

Las derivas por colapso se consideran cumplidas, es decir, la distorsión calculada es menor que la máxima permisible.

Efectos de segundo orden

Siguiendo la misma metodología, de considerar el peso total de la estructura, los cortantes obtenidos del método dinámico modal espectral, sus respectivos desplazamientos, y la revisión de la condición de deriva entre la altura de piso, la cual no debe exceder el 8% del cortante sobre el peso total.

En la tabla 4.44. se muestra el resumen de los cálculos para la revisión de efectos $P\Delta$ con cargas sísmicas del método dinámico modal espectral.

Tabla 4.45. Revisión de efectos de segundo orden C-03 DME RNC-07

NIVEL	Hi (cm)	P _y (Tonf)	V (Tonf)	Δ _x (cm)	Δ/H	≤0.08V/P _y	COND
8	330	186.86	58.70	0.202	0.0006	0.0251	Cumple
7	330	300.41	138.09	0.270	0.0008	0.0368	Cumple
6	330	302.52	205.55	0.322	0.0010	0.0544	Cumple
5	330	304.72	262.22	0.362	0.0011	0.0688	Cumple
4	330	304.72	308.41	0.386	0.0012	0.0810	Cumple
3	330	304.72	344.41	0.392	0.0012	0.0904	Cumple
2	330	304.72	369.98	0.377	0.0011	0.0971	Cumple
1	330	304.72	383.92	0.354	0.0011	0.1008	Cumple

NIVEL	Hi (cm)	P _y (Tonf)	V (Tonf)	Δ _y (cm)	Δ/H	≤0.08V/P _y	COND
8	330	186.86	58.43	0.364	0.0011	0.0250	Cumple
7	330	300.41	131.85	0.439	0.0013	0.0351	Cumple
6	330	302.52	190.46	0.482	0.0015	0.0504	Cumple
5	330	304.72	237.71	0.509	0.0015	0.0624	Cumple
4	330	304.72	275.42	0.510	0.0015	0.0723	Cumple
3	330	304.72	304.66	0.481	0.0015	0.0800	Cumple
2	330	304.72	325.32	0.416	0.0013	0.0854	Cumple
1	330	304.72	335.86	0.287	0.0009	0.0882	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

En este caso, cumple para ambos ejes, por lo cual el sistema arriostrado restringe los desplazamientos parcialmente de forma que no se exceda la relación $\frac{\Delta}{H}$.

4.3.5. Método dinámico modal espectral NSCM-22

- **Clasificación de estructura y sismo de diseño**

El edificio entra dentro de la categoría de riesgo II, al ser una estructura de ocupación normal, por lo tanto:

$$CATEGORÍA DE RIESGO = II$$

$$I = 1$$

- **Aceleración espectral (a_0)**

Dentro del nuevo mapa de isoaceleraciones espectrales (figura 6.2.2) se muestra que la ciudad de Managua tiene un valor de PGA:

$$a_0 = 0.36667$$

- **Clasificación por tipo de Categoría de diseño sísmico (CDS)**

La clasificación de categoría dependerá de del valor de PGA y la categoría de riesgo, según la tabla 5.3.1. se clasifica como:

$$CDS = D$$

- **Clasificación por material y sistema estructural**

En la tabla 5.5.1. D: "SISTEMAS DUALES CON MARCOS DE MOMENTOS ESPECIALES CAPAZ DE RESISTIR AL MENOS EL 25% DE LAS FUERZAS SÍSMICAS PRESCRITAS", indica que los sistemas de "Marcos especiales de acero arriostrados concéntricamente" no presenta restricciones de altura para categoría de diseño sísmico "D", por lo tanto, sus correspondientes valores son:

- Coeficiente de modificación de respuesta $R = 7$
- Factor de sobrerresistencia $\Omega_0 = 2\frac{1}{2}$
- Coeficiente de deflexión $Cd = 5\frac{1}{2}$
- Distorsión máxima de piso $\gamma_{max} = 0.020$

- **Zonificación sísmica (Z)**

La ciudad de Managua se encuentra en $Zona = Z4$

Clasificación por tipo de suelo (S)

Velocidad de onda de corte $V_s = 360 \text{ m/s}$, y la clasificación del tipo de suelo según la tabla 6.3.1. muestra que el tipo de suelo tiene características de suelo rígido, por lo cual, se clasifica como:

$$\text{Clasificación del sitio} = D$$

La tabla 6.4.1. indica la asignación correcta del factor de amplificación vertical por tipo de suelo, tomando en cuenta la zonificación sísmica previamente definida:

$$F_{as} = 1.4$$

▪ **Factor de ajuste espectral (F_{STB} y F_{STC})**

Según la clasificación de sitio, los valores de ajuste espectral se toman de la tabla 6.5.1. de la NSCM-22

$$F_{STB} = 2$$

$$F_{STC} = \frac{5}{3}$$

▪ **Cálculo de A_0**

$$A_0 = a_0 \cdot F_{as} \cdot I$$

$$A_0 = 0.36667 \cdot 1.4 \cdot 1$$

$$A_0 = \mathbf{0.51334}$$

▪ **Condiciones de regularidad**

➤ Tipo 1: Irregularidad torsional

Con los desplazamientos máximos obtenidos en ambas direcciones, considerando los efectos bidireccionales se revisa la siguiente condición:

$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1.2\delta_{prom}} \right)^2$$

Tabla 4.46. Irregularidad torsional para DME con NSCM-2 en C-03

NIVEL	CASO	Step Type	Direction	Max Drift (m)	Avg Drift (m)	COND	Ax
Story8	SISMO DIN	Max	X	0.001337	0.001337	Cumple	1
Story7	SISMO DIN	Max	X	0.001788	0.001788	Cumple	1
Story6	SISMO DIN	Max	X	0.00212	0.00212	Cumple	1
Story5	SISMO DIN	Max	X	0.002369	0.002369	Cumple	1
Story4	SISMO DIN	Max	X	0.002514	0.002514	Cumple	1
Story3	SISMO DIN	Max	X	0.002538	0.002538	Cumple	1
Story2	SISMO DIN	Max	X	0.002438	0.002438	Cumple	1
Story1	SISMO DIN	Max	X	0.002291	0.002291	Cumple	1
Story8	SISMO DIN	Max	Y	0.002291	0.002291	Cumple	1
Story7	SISMO DIN	Max	Y	0.002769	0.002769	Cumple	1
Story6	SISMO DIN	Max	Y	0.003035	0.003035	Cumple	1
Story5	SISMO DIN	Max	Y	0.003188	0.003188	Cumple	1
Story4	SISMO DIN	Max	Y	0.003178	0.003178	Cumple	1
Story3	SISMO DIN	Max	Y	0.002984	0.002984	Cumple	1
Story2	SISMO DIN	Max	Y	0.002574	0.002574	Cumple	1
Story1	SISMO DIN	Max	Y	0.00178	0.00178	Cumple	1

Fuente: Software ETABS

Siguiendo con la revisión de la condición, considerar irregularidad a partir de:

$$\Delta > 1.2 \cdot \delta_{prom}$$

Cumple condición.

- Tipo 2: Retroceso excesivo en las esquinas

No cuenta con entrantes o salientes en las esquinas, **cumple condición.**

- Tipo 3: Discontinuidad en los sistemas de piso

Todos los entrepisos tienen la misma área, por lo tanto, **cumple condición.**

- Tipo 4: Ejes estructurales no paralelos:

Los ejes estructurales son ortogonales entre sí, **cumple condición.**

Regularidad en elevación:

- Tipo 1: Piso flexible

Siguiendo la metodología del edificio C-01 y C-02, se revisa la condición a través de la tabla 4.47.

Tabla 4.47. Verificación de condición de piso flexible en C-03

NIVEL	Kx (Tonf/m)	0.8 $\Sigma(K_{i+1})/n$	0.7 K _{i+1}	COND	Ky (Tonf/m)	0.8 $\Sigma(K_{i+1})/n$	0.7 K _{i+1}	COND
8	28,121.12		-		14,401.02		-	
7	49,392.03	22,496.89	19684.8	Cumple	27,926.28	11,520.81	10080.7	Cumple
6	62,327.61	31,005.26	34574.4	Cumple	37,872.71	16,930.92	19548.4	Cumple
5	71,221.48	37,290.87	43629.3	Cumple	45,654.45	21,386.67	26510.9	Cumple
4	78,835.01	48,784.30	49855	Cumple	53,287.46	29,720.92	31958.1	Cumple
3	87,066.13	56,635.76	55184.5	Cumple	62,721.37	36,483.90	37301.2	Cumple
2	97,433.35	63,232.70	60946.3	Cumple	77,595.87	43,110.21	43905	Cumple
1	108,115.66	70,222.53	68203.3	Cumple	116,628.36	51,627.92	54317.1	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

- Tipo 2: Distribución de masa

La masa sísmica de la azotea debe ser menor que el 100% del piso inferior, mientras que los otros niveles deben ser menor que 1.5 veces el piso inferior.

Tabla 4.48. Distribución de pesos por entrepiso según NSCM-22 en C-03

NIVEL	W _o (kgf)	CONDICIÓN	
8	156,248.68	<	239,192.03 Cumple
7	239,192.03	<	361,943.24 Cumple
6	241,295.49	<	365,253.08 Cumple
5	243,502.05	<	365,253.08 Cumple
4	243,502.05	<	365,253.08 Cumple
3	243,502.05	<	365,253.08 Cumple
2	243,502.05	<	365,253.08 Cumple
1	243,502.05		-

Fuente: Elaboración propia.

- Tipo 3: Irregularidad geométrica

La estructura tiene la misma dimensión en planta y en el resto de niveles, por lo tanto, **cumple condición de regularidad geométrica.**

- Tipo 4: Piso débil

Se realiza un procedimiento similar a la evaluación de la rigidez lateral, pero con las fuerzas cortantes obtenidas del análisis dinámico.

Tabla 4.49. Revisión de condición de piso débil según NSCM-22 en C-03

NIVEL	V _x (Tonf)	0.8 Σ(V _{i+1})/n	0.7 F _{i+1}	COND	V _y (Tonf)	0.8 Σ(V _{i+1})/n	0.7 V _{i+1}	COND
8	39.59		-		38.39		-	
7	90.27	31.67	27.71	Cumple	82.95	30.71	26.87	Cumple
6	133.51	51.94	63.19	Cumple	118.76	48.54	58.06	Cumple
5	169.63	70.23	93.46	Cumple	147.25	64.03	83.13	Cumple
4	199.04	104.91	118.74	Cumple	170.15	93.06	103.08	Cumple
3	222.31	133.91	139.33	Cumple	188.50	116.31	119.10	Cumple
2	238.96	157.59	155.62	Cumple	201.66	134.91	131.95	Cumple
1	248.26	176.08	167.27	Cumple	208.82	149.42	141.16	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

RESUMEN:

Por lo tanto, la estructura es regular en planta y elevación, $\Phi_P = 1$; $\Phi_E = 1$

$$R_0 = R \cdot \Phi_P \cdot \Phi_E$$

$$R_0 = 7 \cdot 1 \cdot 1$$

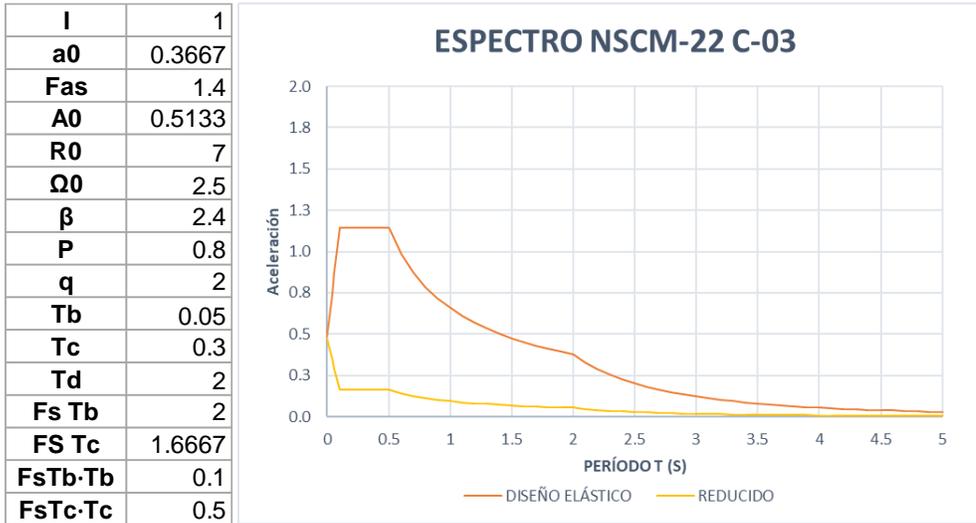
$$R_0 = 7$$

- ***Espectro de diseño y reducido***

Para determinar el espectro son los de la figura 4.23, el factor de importancia es 1, por ser una estructura normal, luego de evaluar las condiciones de regularidad, es una estructura simétrica, por lo cual no se modifican los valores de respuesta sísmica.

La meseta espectral no tiene el mismo alcance que el valor del primer modelo, porque esta incrementa su valor en base al factor I .

Figura 4.23. Espectro de diseño elástico y reducido con NSCM-22 para C-03

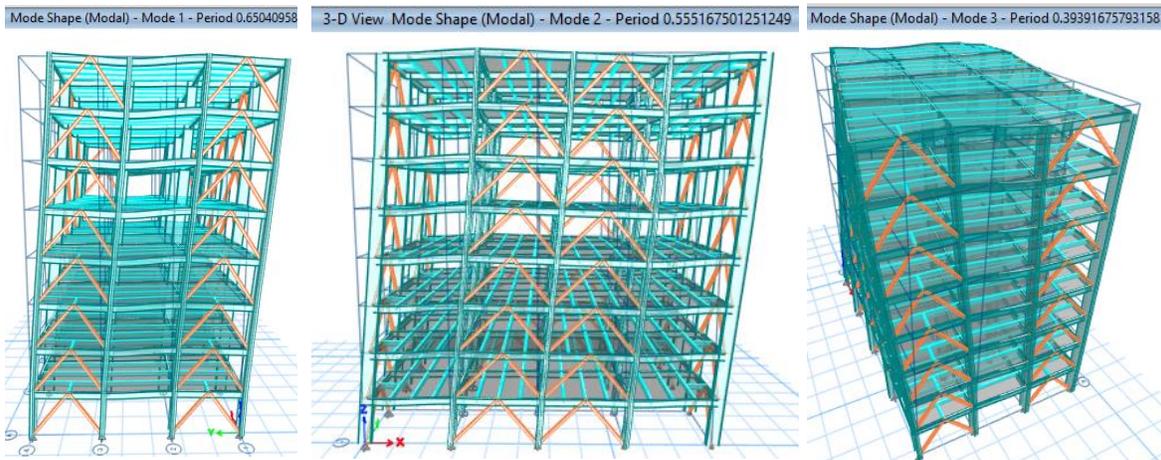


Fuente: Elaboración propia.

▪ **Factores de participación modal C-03**

En el acápite anterior sobre los factores de participación modal en el tercer edificio, usando el RNC-07, se aprecia que las deformaciones se presentan a lo largo de las vigas y columnas, en este caso, la figura 4.24. se pueden apreciar deformaciones en la losa, porque se considera como diafragma semirrígido, teniendo un comportamiento uniforme sobre toda la estructura.

Figura 4.24. Principales modos de vibración en C-03 con NSCM-22



Fuente: Software ETABS

De forma gráfica se aprecia que los factores de participación modal tienen un comportamiento más adecuado que el caso 2, el cual era un edificio sin arriostramiento, por lo cual acá se tiene un comportamiento adecuado para la estructura, de igual forma se llega al 100% de participación modal en el modo 20 para la traslación U-X, en el modo 22 para la traslación U-Y y en la rotación en R-Z, en el último modo.

Tabla 4.50. Factores de participación modal en C-03 usando NSCM-22

Modo	Periodo	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
	sec						
1	0.65	0	0.7534	0	0	0.7534	0
2	0.555	0.8064	0	0	0.8064	0.7534	0
3	0.394	0	0	0.7737	0.8064	0.7534	0.7737
4	0.201	0	0.1682	0	0.8064	0.9216	0.7737
5	0.184	0.1359	0	0	0.9424	0.9216	0.7737
6	0.128	0	0	0.1608	0.9424	0.9216	0.9345
7	0.104	0	0.0426	0	0.9424	0.9642	0.9345
8	0.1	0.0335	0	0	0.9759	0.9642	0.9345
9	0.071	0	0.0183	0	0.9759	0.9825	0.9345
10	0.071	0.0132	0	0	0.9891	0.9825	0.9345
11	0.069	0	0	0.0388	0.9891	0.9825	0.9733
12	0.054	0.0062	0	0	0.9953	0.9825	0.9733
13	0.053	0	0.0094	0	0.9953	0.9919	0.9733
14	0.049	0	0	0.015	0.9953	0.9919	0.9883
15	0.045	0.0028	0	0	0.9982	0.9919	0.9883
16	0.043	0	0.0047	0	0.9982	0.9966	0.9883
17	0.039	0.0014	0	0	0.9996	0.9966	0.9883
18	0.039	0	0	0.0069	0.9996	0.9966	0.9951
19	0.037	0	0.0026	0	0.9996	0.9992	0.9951
20	0.035	0.0004	0	0	1	0.9992	0.9951
21	0.033	0	0	0.003	1	0.9992	0.9982
22	0.032	0	0.0008	0	1	1	0.9982
23	0.029	0	0	0.0014	1	1	0.9996
24	0.027	0	0	0.0004	1	1	1

Fuente: Software ETABS.

▪ **Revisión del cortante basal**

Es preciso determinar el valor del cortante basal estático para tomar una guía con respecto al cortante dinámico, con la condición planteada por la NSCM-22, que debe ser como mínimo un 100% del cortante estático.

Para eso se plantea el cálculo del coeficiente sísmico

▪ **Período de la estructura:**

Dentro de la sección 8.2.1.6. del NSCM-22, para el cálculo del período fundamental, hay una tabla que define los factores que se deben usar para la ecuación, dicha tabla muestra las opciones de arriostamiento excéntrico y pandeo restringido, de las cuales no cumplen con las características del sistema actuante de este modelo, por lo tanto, se usan los factores generalizados, que están para “Todos los demás sistemas estructurales”

$$C_t = 0.048$$

$$x = 0.75$$

$$h_n = 24.6 \text{ m}$$

$$T = 0.048 \cdot 24.6^{0.75}$$

$$T = 0.559 \text{ s}$$

En la sección 8.2.1.5. definen el coeficiente para el límite superior de Período, por lo cual se calcula un factor C_u

$$F_{as} \cdot a_0 = 1.4 \cdot 0.36667$$

$$F_{as} \cdot a_0 = 0.5133 > 0.3$$

Usar factor $C_u = 1.4$

Por lo tanto, el período aproximado se calcula a partir de:

$$T_a = 1.4 \cdot 0.559 \text{ s}$$

$$T_a = 0.7957 \text{ s}$$

Coeficiente sísmico:

Una vez calculado el período, se calcula el coeficiente sísmico, basado en los rangos límites para cada ecuación que propone la NSCM-22, en este caso se revisa el valor de $F_s T_c \cdot T_c$, donde:

$$F_s T_c = 1 \frac{2}{3}$$

$$T_c = 0.3 \text{ s}$$

$$T_d = 2.0 \text{ s}$$

$$F_s T_c \cdot T_c = 0.5 \text{ s}$$

No cumple para el primer rango, revisar el segundo:

$$F_s T_c \cdot T_c < T_a < T_d$$

$$0.5 \text{ s} < 0.7957 \text{ s} < 2.0 \text{ s}; \text{ Cumple, usar EC.02}$$

$$C_s = \frac{\beta \cdot A_0}{R_o} \cdot \left(\frac{F_s T_c \cdot T_c}{T} \right)^p$$

$$C_s = \frac{2.4 \cdot 0.513}{7} \cdot \left(\frac{0.5}{0.7957} \right)^{0.8}$$

$$C_s = 0.12136$$

Pero no menor que:

$$C_{s_{min}} = F_s T_c \cdot \beta \cdot \frac{A_0}{2R_o}$$

$$C_{s_{min}} = 1 \frac{2}{3} \cdot 2.4 \cdot \frac{0.513}{2(7)}$$

$$C_{s_{min}} = 0.14667$$

Por lo tanto

$$C_{s_{min}} > C_s$$

$$C_s = C_{s_{min}}$$

$$C_s = 0.14667$$

▪ **Cortante basal**

Según la sección 8.2.1.2. del NSCM-22, el cortante basal se calcula a través de:

$$V_b = W_0 \cdot C_s$$

Tal como describe la tabla 4.47 de este capítulo, se realiza la sumatoria de todos los pesos por nivel y posteriormente se calcula el cortante basal para realizar la comparación entre el cortante estático vs dinámico, por lo tanto:

$$W_0 = 1854.25 \text{ Tonf}$$

$$C_s = 0.14667$$

$$V_b = 271.96 \text{ Tonf}$$

Una vez calculado el cortante basal estático, se compara con respecto al cortante dinámico obtenido:

Tabla 4.51. Cortantes dinámicos vs cortante basal estático C-03

Nivel	Vx DIN (Tonf)	Vy DIN (Tonf)
Azotea	39.59	38.39
7	90.27	82.95
6	133.51	118.76
5	169.63	147.25
4	199.04	170.15
3	222.31	188.50
2	238.96	201.66
1	248.26	208.82
Vi_(DME)=	248.26	208.82
Vb_(FLE)=	271.96	271.96

Fuente: Software ETABS, tabla por elaboración propia.

En ambos casos los cortantes dinámicos (V_i) no llegan al 100% del cortante estático (V_b), por lo cual se debe aplicar un factor de ajuste:

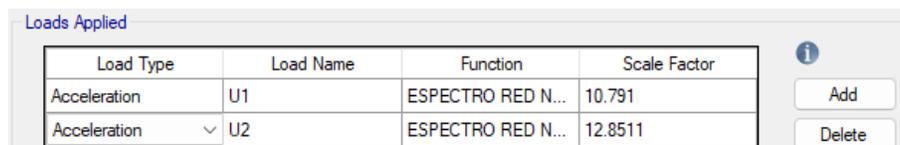
Tabla 4.52. Factor de ajuste para V_i en C-03 con NSCM-22

CASO	U1 (X-DIR)	U2 (Y-DIR)
DIN/EST	91.29%	76.78%
Factor de corrección	1.100	1.310
Grav (m/s^2)	10.791	12.851

Fuente: Elaboración propia.

Se cambia el factor de la gravedad en el software para la obtención de los nuevos cortantes:

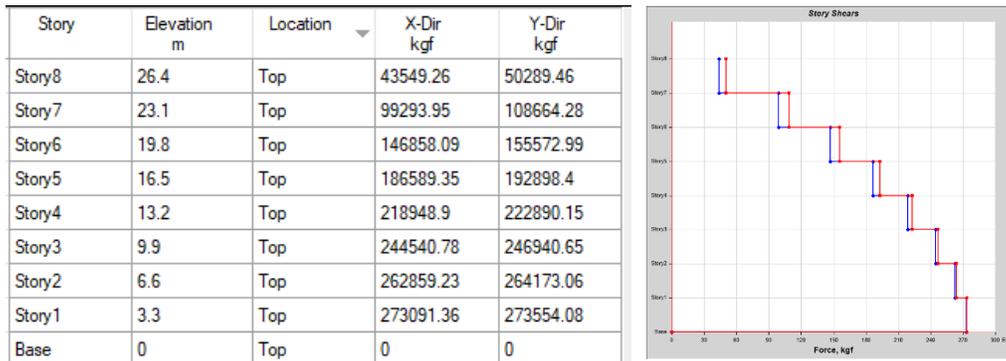
Figura 4.25. Ajuste de factor de escala para cortante dinámico C-03 NSCM-22



Fuente: Software ETABS.

Se corre el modelo y se obtienen las fuerzas cortantes corregidas por eje:

Figura 4.26. Fuerzas cortantes corregidas en C-03 con NSCM-22



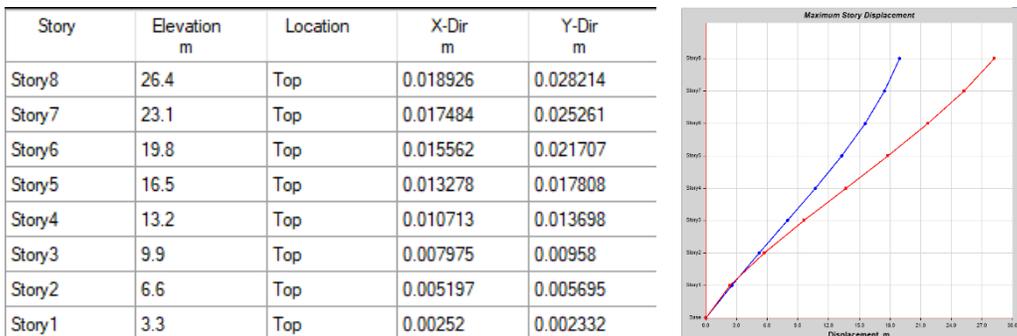
Fuente: Software ETABS.

En ambos casos cumple con el 100% del cortante estático, por lo cual se pueden evaluar los desplazamientos de estas fuerzas cortantes obtenidas.

▪ **Desplazamientos de C-03 según NSCM-22**

Los desplazamientos de la estructura obtenidos (*Figura 4.27*) para el caso de las fuerzas sísmicas dinámicas aplicadas, calculadas a través del método DME, deben ser evaluados independientemente para cada nivel, y para las correspondientes evaluaciones, se requiere multiplicar estos desplazamientos por nivel, por Cd/I

Figura 4.27. Desplazamientos obtenidos basado en las fuerzas dinámicas C-03



Fuente: Software ETABS

En la tabla 4.53. se encuentran los desplazamientos extraídos del software ETABS, pero ya incluyendo la expresión $\frac{Cd}{I}$

Donde:

$$Cd = 5.5$$

$$I = 1$$

Tabla 4.53. Desplazamientos totales y relativos para C-03 con NSCM-22

Nivel	DespX (cm)	δX (cm)	Δx (cm)	DespY (cm)	δY (cm)	Δy (cm)
8	1.89	10.41	0.79	2.82	15.52	1.62
7	1.75	9.62	1.06	2.53	13.89	1.95
6	1.56	8.56	1.26	2.17	11.94	2.14
5	1.33	7.30	1.41	1.78	9.79	2.26
4	1.07	5.89	1.51	1.37	7.53	2.26
3	0.80	4.39	1.53	0.96	5.27	2.14
2	0.52	2.86	1.47	0.57	3.13	1.85
1	0.25	1.39	1.39	0.23	1.28	1.28

Fuente: Elaboración propia.

Revisión de derivas por colapso:

Siguiendo la misma metodología que los casos anteriormente presentados, se debe revisar las derivas con la deformación máxima permisible, en este caso, al ser un sistema arriostrado, debería tener un comportamiento que disminuya los desplazamientos considerablemente, para ello, en la tabla 5.5.1. del NSCM-22, indica el valor de deformación para cada sistema estructural usado.

$$\Delta_{max} = 0.020$$

Tabla 4.54. Derivas por colapso para DME con NSCM-22 en C-03

Nivel	Hi (cm)	Δx (cm)	γx	Estado	Δy (cm)	γY	Estado
8	330	0.79	0.0024	Cumple	1.62	0.00492	Cumple
7	330	1.06	0.0032	Cumple	1.95	0.00592	Cumple
6	330	1.26	0.0038	Cumple	2.14	0.00650	Cumple
5	330	1.41	0.0043	Cumple	2.26	0.00685	Cumple
4	330	1.51	0.0046	Cumple	2.26	0.00686	Cumple
3	330	1.53	0.0046	Cumple	2.14	0.00648	Cumple
2	330	1.47	0.0045	Cumple	1.85	0.00561	Cumple
1	330	1.39	0.0042	Cumple	1.28	0.00389	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

Considerando a los desplazamientos, el eje Y tiene mayor desplazamiento que el eje X, por lo tanto, la revisión de dicho eje es más crítico, por lo tanto,

para la evaluación de las distorsiones por colapso resultan ser mayores que el otro eje, sin embargo, siguen siendo menores que la distorsión máxima permisible para este caso.

Por lo que se considera cumplido en ambos ejes.

Revisión de efectos por segundo orden:

Para ello se determina el peso total de la estructura, que es la carga muerta total, y la carga viva sin reducir o amplificar, en la tabla 4.53. se tienen los correspondientes pesos por nivel, estos valores deben coincidir con la tabla

Tabla 4.55. Peso total para C-03

NIVEL	P _y (kgf)
8	186,859.11
7	300,412.91
6	302,516.37
5	304,722.93
4	304,722.93
3	304,722.93
2	304,722.93
1	304,722.93

Fuente: Elaboración propia.

La tabla 4.56. muestra los cálculos para la evaluación de los efectos de segundo orden para la estructura, debido a que los desplazamientos por las fuerzas sísmicas por el método dinámico, fueron considerablemente menores a los del segundo edificio por la presencia de sistemas arriostrados, se obtiene un radio bastante bajo por el factor θ obtenido y el máximo.

Es necesario considerar que los desplazamientos a evaluar no se multiplican por la razón $\frac{C_d}{I}$.

Tabla 4.56. Resumen efectos $P\Delta$ para C-03 usando NSCM-22

Nivel	Hi (cm)	Δe_x (cm)	Vx (Tonf)	ΣV_x	P (Tonf)	θ	θ_{MAX}	ESTADO	RATIO	$1/\beta$
8	330	0.14	48.56	48.56	186.86	0.00031	0.090909	Cumple	0.0034	1
7	330	0.19	113.29	161.85	300.41	0.00020	0.090909	Cumple	0.0022	1
6	330	0.23	133.51	295.36	302.52	0.00013	0.090909	Cumple	0.0014	1
5	330	0.26	169.63	464.99	304.72	0.00009	0.090909	Cumple	0.0010	1
4	330	0.27	199.04	664.03	304.72	0.00007	0.090909	Cumple	0.0008	1
3	330	0.28	222.31	886.34	304.72	0.00005	0.090909	Cumple	0.0006	1
2	330	0.27	238.96	1125.31	304.72	0.00004	0.090909	Cumple	0.0004	1
1	330	0.25	248.26	1373.57	304.72	0.00003	0.090909	Cumple	0.0003	1

Nivel	Hi (cm)	Δe_Y (cm)	VY (Tonf)	ΣV_Y	P (Tonf)	θ	θ_{MAX}	ESTADO	RATIO	$1/\beta$
8	330	0.30	56.67	56.67	186.86	0.00054	0.090909	Cumple	0.0059	1
7	330	0.36	124.81	181.48	300.41	0.00032	0.090909	Cumple	0.0036	1
6	330	0.39	118.76	300.24	302.52	0.00022	0.090909	Cumple	0.0024	1
5	330	0.41	147.25	447.49	304.72	0.00015	0.090909	Cumple	0.0017	1
4	330	0.41	170.15	617.63	304.72	0.00011	0.090909	Cumple	0.0012	1
3	330	0.39	188.50	806.14	304.72	0.00008	0.090909	Cumple	0.0009	1
2	330	0.34	201.66	1007.79	304.72	0.00006	0.090909	Cumple	0.0006	1
1	330	0.23	208.82	1216.61	304.72	0.00003	0.090909	Cumple	0.0004	1

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 4.56 se desarrolla el procedimiento para evaluar las condiciones de efectos de segundo orden en el edificio, y este, al ser arriostrado, disminuye de cierto modo los desplazamientos, por lo cual se obtienen factores de estabilidad demasiado bajos, haciendo que cumpla satisfactoriamente un radio menor a 0.1, por lo cual se concluye que es una estructura estable y no necesita considerar efectos de segundo orden.

CAPÍTULO V. ANALISIS COMPARATIVO DE MÉTODOS LINEALES

5.1. GENERALIDADES

La metodología planteada a lo largo de la nueva Norma, consiste en la actualización de parámetros para obtener resultados con ciertas variantes a los obtenidos durante los últimos 15 años con el RNC-07.

5.1.1. Consideración de cargas

Uno de los detalles notorios al momento de realizar un método estático o dinámico, es el cambio con respecto a la carga variable unitaria, los parámetros en su mayoría se mantienen constantes respecto una norma y la otra, sin embargo, la NSCM-22 reduce a un 15% de la carga incidental como lo indica en el apartado 9.6.

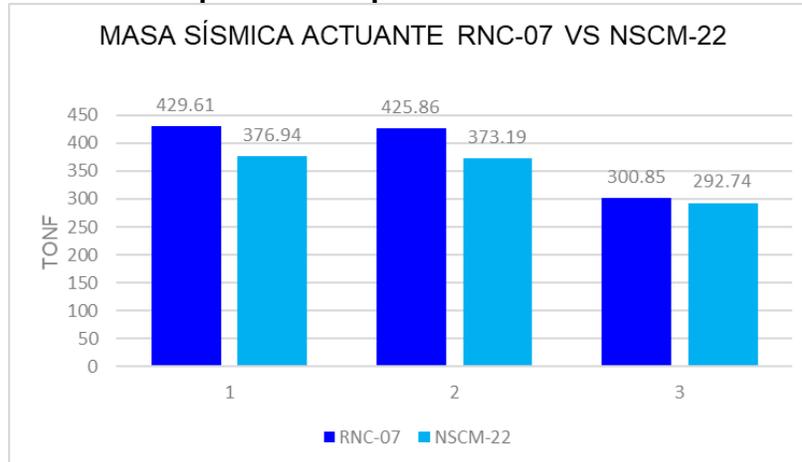
Por eso la masa sísmica en comparación de las normas es menor para la NSCM-22, a continuación, se muestran la comparativa para los 3 modelos:

Tabla 5.1. Comparación de peso sísmico (Tonf) para C-01

NIVEL	W RNC-07	W NSCM-22	Compatibilidad
Azotea	300.85	292.74	97.31%
2	425.86	373.19	87.63%
1	429.61	376.94	87.74%

Fuente: Elaboración propia.

Gráfico 5.1. Comparación de pesos RNC-07 vs NSCM-22 en C-01



Fuente: Elaboración propia

Para el segundo modelo se cuenta con las mismas consideraciones para la carga viva, ya que es un caso de ocupación normal, no como el caso especial de parqueos, bodegas y almacenajes, en ese caso, el porcentaje de compatibilidad sería más alto.

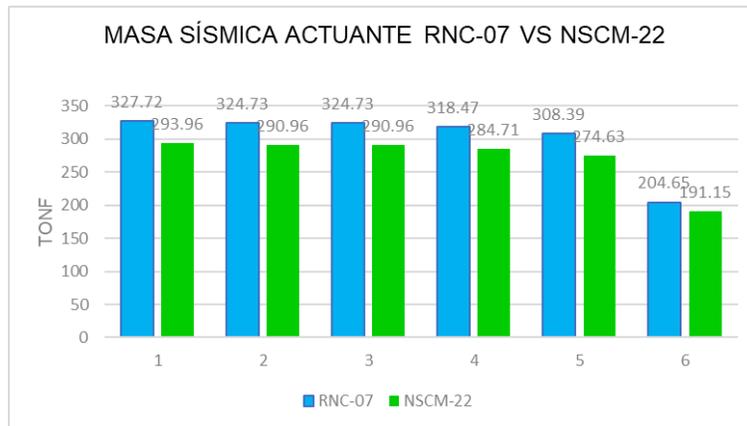
Tabla 5.2. Comparación de peso sísmico (Tonf) para C-02

NIVEL	W RNC-07	W NSCM-22	Compatibilidad
Azotea	204.65	191.15	93.40%
5	308.39	274.63	89.05%
4	318.47	284.71	89.40%
3	324.73	290.96	89.60%
2	324.73	290.96	89.60%
1	327.72	293.96	89.70%

Fuente: Elaboración propia.

El comportamiento es el mismo, donde el valor que más se aproxima la compatibilidad en la azotea para este segundo caso.

Gráfico 5.2. Comparación de pesos RNC-07 vs NSCM-22 en C-02



Fuente: Elaboración propia.

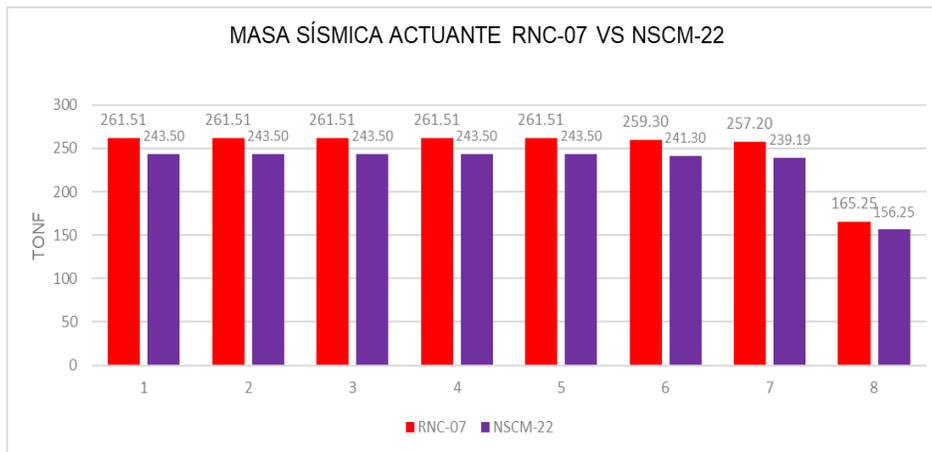
Para el tercer modelo

Tabla 5.3. Comparación de peso sísmico (Tonf) para C-03

NIVEL	W RNC-07	W NSCM-22	Compatibilidad
8	165.25	156.25	94.55%
7	257.20	239.19	93.00%
6	259.30	241.30	93.06%
5	261.51	243.50	93.11%
4	261.51	243.50	93.11%
3	261.51	243.50	93.11%
2	261.51	243.50	93.11%
1	261.51	243.50	93.11%

Fuente: Elaboración propia.

Gráfico 5.3. Pesos RNC-07 vs NSCM-22 en C-03



Fuente: Elaboración propia.

5.1.2. Cambio de parámetros sísmicos

Coefficiente de respuesta R

La tabla 5.5.1. de la NSCM-22, es un resumen de gran parte de los parámetros sísmicos, incluyendo el factor de Respuesta sísmica R , Ω_0 , Δ_{max} y adicionalmente un coeficiente de deflexión C_d , el cual se utiliza al momento de evaluar las distorsiones de la estructura y para efectos de segundo orden.

Anteriormente se mostraba un valor directo de Q , que es la ductilidad del sistema, y la sobrerresistencia se mantenía constante para cualquier sistema, teniendo el valor de $\Omega = 2$.

PGA

Anteriormente se contaba con el mapa de isoaceleraciones con poca información sobre la ubicación para definir el factor a_0 , en este caso, el municipio de Managua se considera como $a_0 = 0.31$, pero en la NSCM-22 se toma el valor como $a_0 = 0.36667$.

Aceleración horizontal del suelo

La clasificación por tipo de suelo y respecto a la ubicación tiene un cambio ligero en cuanto a sus parámetros y forma de definirlos, desde la clasificación del suelo, que subdividen las categorías en 5, donde presenta un valor para cada una de las 4 zonas del país, donde anteriormente se contaba con 4 tipos de suelo en 3 zonas sísmicas.

Otros factores

Adicionalmente se incluyeron otros parámetros que no tienen comparativa o equivalente con el RNC-07, como los exponentes que definen la forma del espectro p, q , y los factores de ajuste espectral F_{STB} , y F_{STC} .

5.2. C-01: MODELO CONCRETO SMF

5.2.1. MEE VS FLE

Fuerzas sísmicas:

Para realizar la comparativa entre fuerzas sísmicas, es necesario considerar las condiciones que plantean cada una de estas, es inaceptable el hecho de considerar las fuerzas sísmicas obtenidas del método estático equivalente del RNC-07, sin incluir la influencia del período estructural al momento de calcular fuerzas sísmicas reducidas, por lo tanto, estos son

los valores a considerar para realizar la comparación de resultados entre ambas normativas.

Tabla 5.4. Comparación de fuerzas sísmicas en C-01 (Tonf)

NIVEL	H (m)	Fs (RNC-07)	Fs NSCM-22	Compatibilidad
Azotea	11.00	109.56	102.418	93.48%
2	7.50	105.74	89.721	84.85%
1	4.00	56.89	48.348	84.98%

Fuente: Elaboración propia.

Cortantes en base:

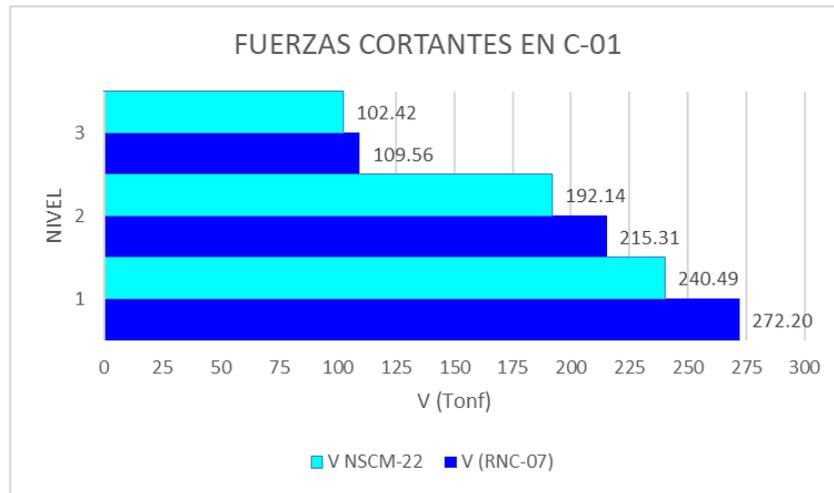
Con la presencia de un factor de distribución K, se tiene una variación en la forma de determinar las fuerzas sísmicas, por lo tanto, realizar una comparación de los cortantes, podría tener un resultado más cercano que las fuerzas sísmicas individualmente, o el caso contrario, tener resultados más alejados de la comparación de fuerzas estáticas por nivel.

Tabla 5.5. Comparación de cortantes en C-01 (Tonf)

NIVEL	V (RNC-07)	V NSCM-22	Compatibilidad
Azotea	109.56	102.418	93.48%
2	215.31	192.139	89.24%
1	272.20	240.487	88.35%

Fuente: Elaboración propia.

Gráfico 5.4. Comparación de cortantes C-01 (Tonf)



Fuente: Elaboración propia.

Momentos de volteo

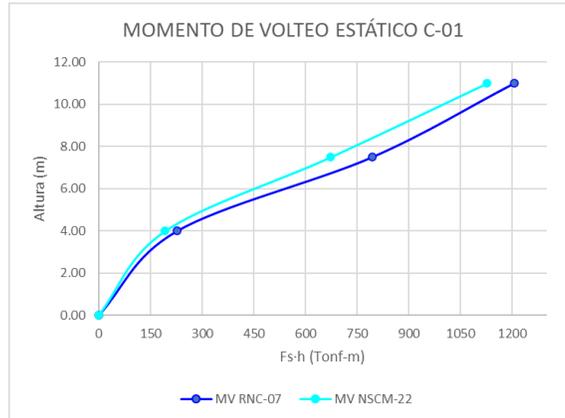
El comportamiento es el mismo para el momento de volteo, donde la compatibilidad es bastante aproximada por el hecho de las amplificaciones de fuerzas sísmicas para estructuras de gran importancia.

Tabla 5.6. Comparación de momentos de volteo en C-01 (Ton·m)

NIVEL	H (m)	MV (RNC-07)	MV NSCM-22	Compatibilidad
Azotea	11.00	1205.21	1126.60	93.48%
2	7.50	793.08	672.90	84.85%
1	4.00	227.58	193.39	84.98%

Fuente: Elaboración propia.

Gráfico 5.5. Comparación momento de volteo C-01 (Tonf·m)



Fuente: Elaboración propia.

Desplazamientos obtenidos:

En el caso de los desplazamientos, se espera tener un valor mayor para el RNC-07 que con la NSCM-22, esto por el hecho de las fuerzas sísmicas aplicadas, a mayor fuerza, mayor desplazamiento, esto se visualiza en el gráfico 5.6.

A pesar de tener un 90% de compatibilidad, se inclina a un resultado más bajo para la actualización, considerando que la amplificación de fuerzas sísmicas es mayor en la actual norma.

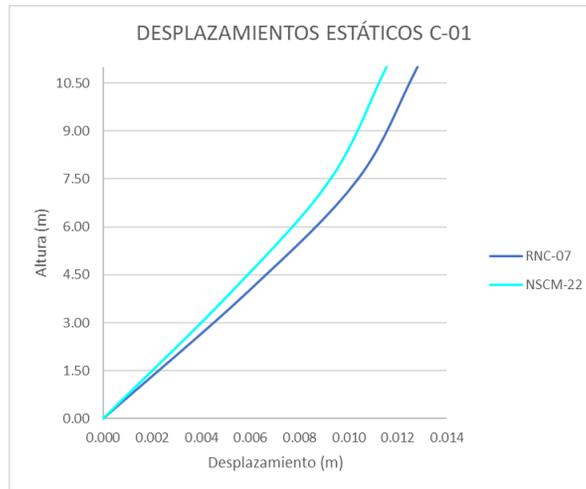
Tabla 5.7. Desplazamientos estáticos en C-01 (m)

NIVEL	H	Δ RNC-07	Δ NSCM-22	Compatibilidad
3	11.00	0.013	0.012	90.16%
2	7.50	0.010	0.009	89.29%
1	4.00	0.006	0.005	88.76%

Fuente: Elaboración propia.

La tendencia del gráfico 5.6. es similar para ambos casos, la variación de la magnitud es considerablemente baja, sin embargo, el RNC-07 presenta resultados más críticos.

Gráfico 5.6. Comparación de desplazamientos estáticos C-01



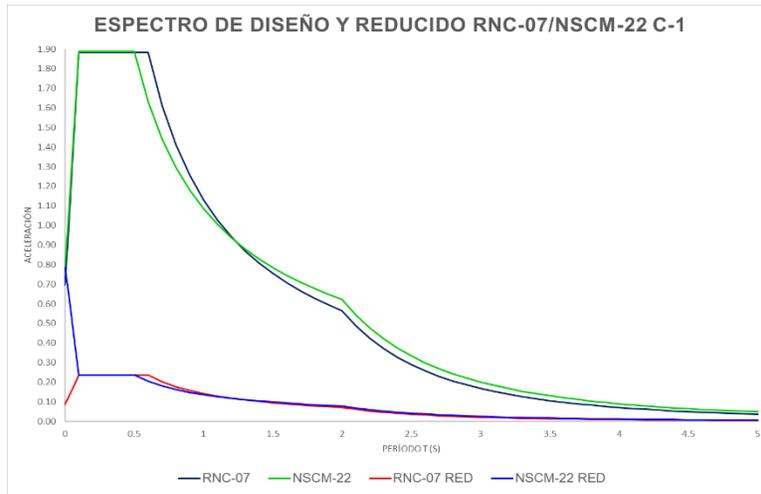
Fuente: Elaboración propia.

5.2.2. DME RNC-07 VS DME NSCM-22

Considerando el cambio de parámetros planteados a lo largo de este documento, se presenta inicialmente el espectro utilizado para ambos análisis, el cual no solo presenta variaciones en cuanto a la ecuación para determinar los diferentes tramos del espectro, sino que también al momento de calcular el reducido, el primer tramo no inicia desde cero.

En el gráfico 5.7. se aprecia el comportamiento de ambos espectros, en la misma escala, considerando valores de período estandarizados.

Gráfico 5.7. Comparativa de espectros de diseño y reducidos



Fuente: Elaboración propia.

En este caso la NSCM-22 presenta valores más altos en la meseta espectral, comparando con los del RNC-07, esto debido a que los valores de I , a_0 y F_{as} son mayores que $1.5a_0 \cdot S$.

Cortantes dinámicos

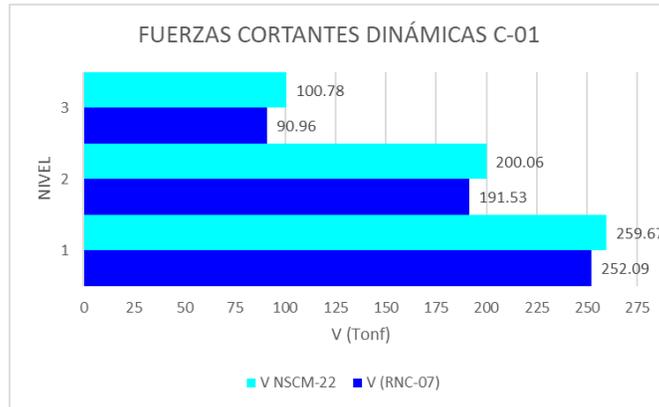
La condición del RNC-07 indica que el cortante dinámico debe ser como mínimo el 80% del cortante estático calculado con el MEE, en cambio, en la NSCM-22 debe ser como mínimo un 100% del cortante obtenido del método FLE, por lo tanto, al considerar las correspondientes correcciones, se tienen valores más altos para la NSCM-22.

Tabla 5.8. Comparación de cortantes dinámicos obtenidos en C-01

NIVEL	V (RNC-07)	V NSCM-22	DIF
3	90.96	100.78	10.80%
2	191.53	200.06	4.45%
1	252.09	259.67	3.01%

Fuente: Elaboración propia.

Gráfico 5.8. Comparación de fuerzas cortantes dinámicas C-01



Fuente: Elaboración propia.

Desplazamientos

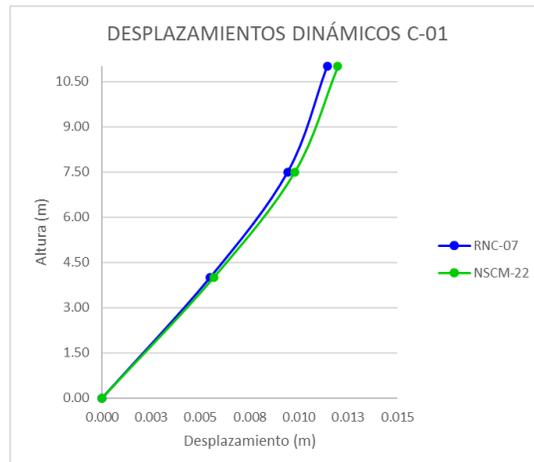
Las fuerzas sísmicas fueron incrementadas para el análisis dinámico en ambas normas, el realizado con NSCM-22 se vio más afectado, por lo tanto, se espera tener un desplazamiento mayor, la tabla 5.9. muestra los desplazamientos obtenidos (m) y la diferencia entre ambos.

Tabla 5.9. Comparación de desplazamientos de fuerzas dinámicas C-01

NIVEL	H	Δ RNC-07	Δ NSCM-22	DIF
3	11.00	0.011435	0.011975	4.72%
2	7.50	0.00943	0.009788	3.80%
1	4.00	0.005484	0.005665	3.30%

Fuente: Elaboración propia.

Gráfico 5.9. Comparación de desplazamientos dinámicos C-01



Fuente: Elaboración propia.

5.3. C-02: MODELO ACERO SMF

5.3.1. MEE VS FLE

Partiendo de los objetivos planteados para el análisis del modelo C-02, y considerando que las fuerzas sísmicas pueden presentar valores que no sean similares entre ambas normas, debido a la limitante de altura para aplicabilidad del método.

- **Fuerzas sísmicas**

Las fuerzas sísmicas tienen una notoria reducción de las obtenidas del NSCM-22, la tabla 5.10 muestra la compatibilidad que hay entre ambas.

Tabla 5.10. Comparación de fuerzas sísmicas estáticas en C-02

NIVEL	H (m)	Fs (RNC-07)	Fs NSCM-22	Compatibilidad
6	21.50	57.06	38.98	68.31%
5	18.00	71.99	53.04	73.67%
4	14.50	59.89	44.84	74.87%
3	11.00	46.32	35.02	75.60%
2	7.50	31.58	23.88	75.60%
1	4.00	17.00	12.91	75.94%

Fuente: Elaboración propia

- **Fuerzas cortantes**

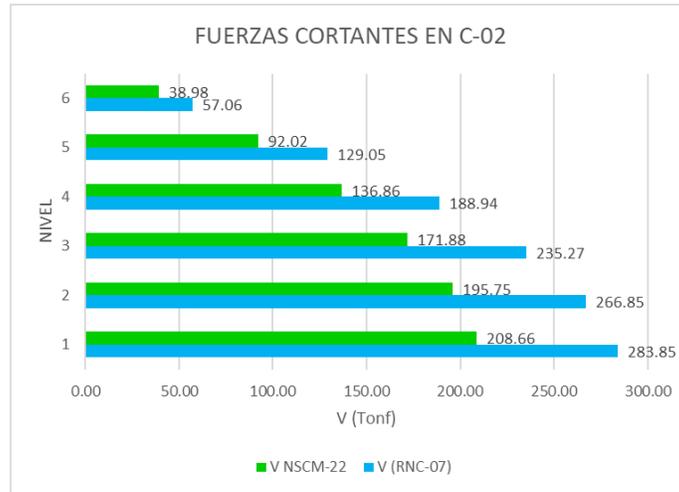
Las fuerzas cortantes muestran la acumulación de las fuerzas sísmicas por nivel, por lo tanto, se tiene menor compatibilidad en la base.

Tabla 5.11. Comparación de cortantes estáticos en C-02

NIVEL	V (RNC-07)	V NSCM-22	Compatibilidad
6	57.06	38.98	68.31%
5	129.05	92.02	71.30%
4	188.94	136.86	72.43%
3	235.27	171.88	73.06%
2	266.85	195.75	73.36%
1	283.85	208.66	73.51%

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 5.10. Comparación de fuerzas cortantes dinámicas en C-02



Fuente: Elaboración propia.

- **Momentos de volteo**

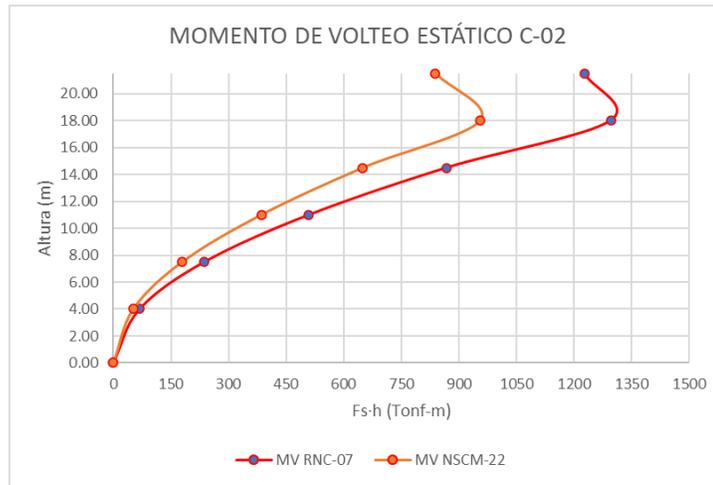
En el caso de los momentos de volteo presentan valores mucho menores y una compatibilidad más baja en cuanto al primer caso, se alejan los valores por las fuerzas sísmicas que no tienen validación con software ETABS, debido a que la estructura no aplica para analizar por medio del método estático del NSCM-22.

Tabla 5.12. Comparación de momentos de volteo

NIVEL	H (m)	MV (RNC-07)	MV NSCM-22	Compatibilidad
6	21.50	1226.86	838.09	68.31%
5	18.00	1295.83	954.66	73.67%
4	14.50	868.37	650.15	74.87%
3	11.00	509.57	385.22	75.60%
2	7.50	236.89	179.08	75.60%
1	4.00	68.00	51.64	75.94%

Fuente: Elaboración propia.

Gráfico 5.11. Comparación de momentos de volteo dinámicos C-02



Fuente: Elaboración propia

▪ **Desplazamientos obtenidos**

Los desplazamientos obtenidos en base al método estático para este edificio son los siguientes:

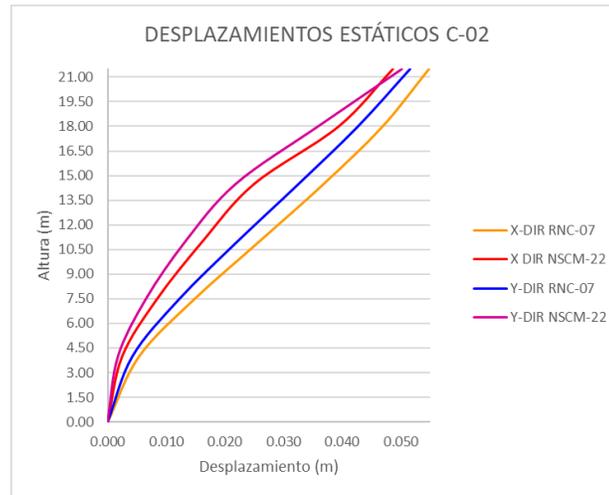
Tabla 5.13. Comparación de desplazamientos estáticos C-02

NIVEL	H	Δx RNC-07	Δx NSCM-22	DIF	Δy RNC-07	Δy NSCM-22	DIF
6	21.50	0.05478	0.049	88.93%	0.051572	0.050	97.38%
5	18.00	0.046864	0.039	84.14%	0.042661	0.036	84.05%
4	14.50	0.036807	0.025	67.89%	0.032537	0.022	67.08%
3	11.00	0.025847	0.016	62.61%	0.022117	0.013	59.90%
2	7.50	0.014805	0.008	56.91%	0.012208	0.007	53.40%
1	4.00	0.005347	0.002	46.38%	0.004207	0.002	41.64%

Fuente: Elaboración propia

Se usaron los desplazamientos calculados por medio de la ley de Hooke y no los obtenidos del programa, por la incompatibilidad de ambos resultados.

Gráfico 5.12. Comparación de desplazamientos C-02



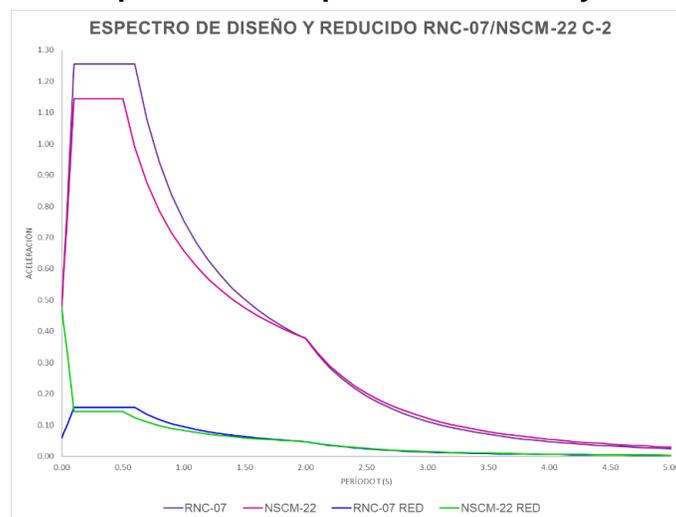
Fuente: Elaboración propia.

El comportamiento del desplazamiento para el análisis FLE con la NSCM-22 no es el adecuado y se puede apreciar en el gráfico 5.12, esto debido a la mala distribución de las fuerzas sísmicas al usar el método fuera del rango permisible.

5.3.2. DME RNC-07 VS DME NSCM-22

Continuando con los parámetros de revisión para el gráfico de los espectros usados en el C-02, se obtuvo lo siguiente:

Gráfico 5.12. Comparación de espectros de diseño y reducidos C-02



Fuente: Elaboración propia.

- **Cortantes dinámicos**

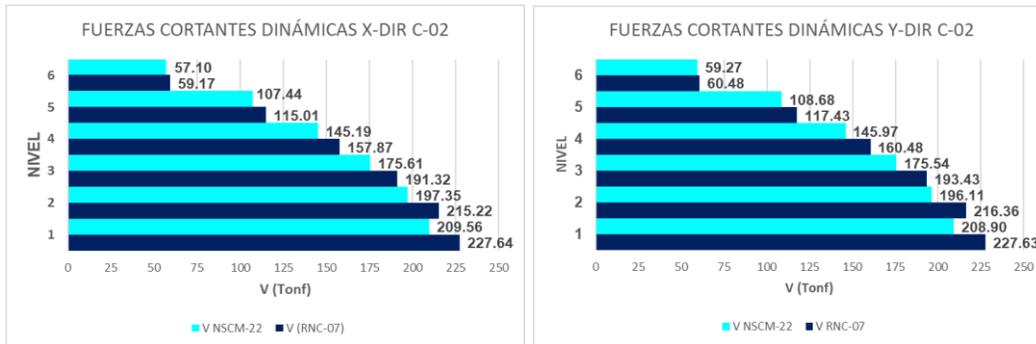
Los cortantes obtenidos para el segundo caso son los siguientes, ver en tabla 5.14, y la diferencia que hay entre ambos ejes respectivamente.

Tabla 5.14. Comparación de cortantes dinámicos C-02

NIVEL	Vx (RNC-07)	Vx NSCM-22	DIF	Vy (RNC-07)	Vy NSCM-22	DIF
6	59.17	57.10	3.51%	60.48	59.27	1.99%
5	115.01	107.44	6.58%	117.43	108.68	7.45%
4	157.87	145.19	8.03%	160.48	175.54	9.38%
3	191.32	175.61	8.21%	193.43	175.54	9.25%
2	215.22	197.35	8.31%	216.36	196.11	9.36%
1	227.64	209.56	7.94%	227.63	208.90	8.23%

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 5.13. Comparación de cortantes dinámicos C-02



Fuente: Elaboración propia.

- **Desplazamientos**

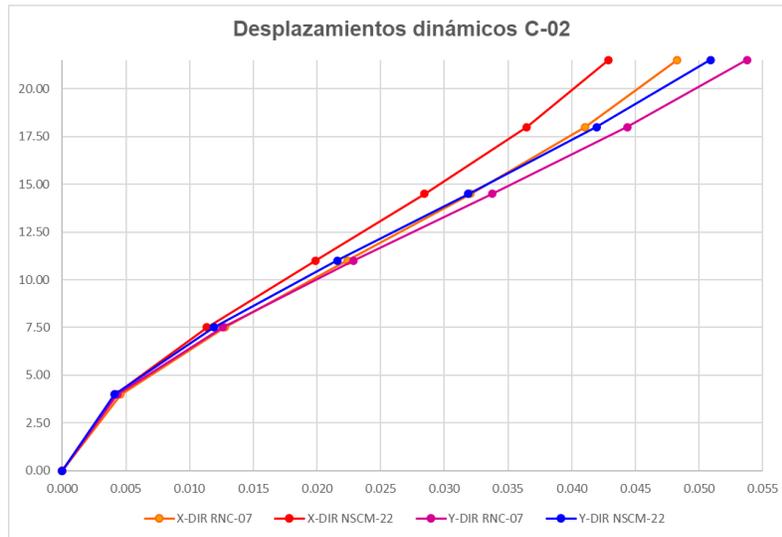
Los desplazamientos obtenidos en base a las fuerzas sísmicas obtenidas a partir de los respectivos ajustes del método dinámico modal espectral aplicado para cada caso, son los siguientes:

Tabla 5.15. Comparación de desplazamientos con fuerzas dinámicas C-02

NIVEL	H (m)	Δx RNC-07	Δx NSCM-22	DIF	Δy RNC-07	Δy NSCM-22	DIF
6	21.50	0.048	0.042886	11.19%	0.054	0.050878	5.35%
5	18.00	0.041	0.036477	11.13%	0.044	0.041954	5.41%
4	14.50	0.032	0.028427	11.30%	0.034	0.031881	5.48%
3	11.00	0.022	0.0199	11.09%	0.023	0.021597	5.54%
2	7.50	0.013	0.011353	10.96%	0.013	0.011888	5.55%
1	4.00	0.005	0.004126	9.87%	0.004	0.004091	5.48%

Fuente: Elaboración propia.

Gráfico 5.14 Comparación de desplazamientos dinámicos X-Y DIR C-02



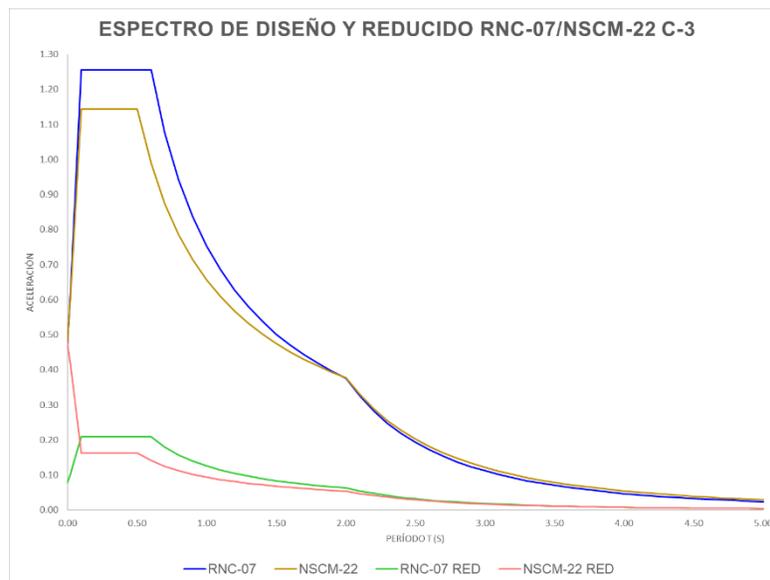
Fuente: Elaboración propia.

5.4. C-03: MODELO ACERO SCBF

5.4.1. DME RNC-07 VS DME NSCM-22

El espectro usado para el modelo C-03 es similar en cuanto a los datos del modelo C-02, sin embargo, tiene diferentes valores de respuesta sísmica, por lo tanto, el reducido tiene variaciones más notorias que el C-02.

Gráfico 5.15. Comparación de espectros para C-03



Fuente: Elaboración propia.

- **Cortantes dinámicos**

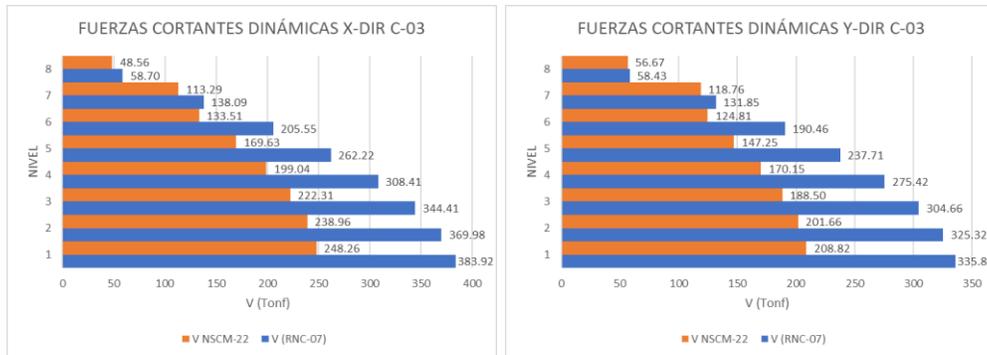
En este caso, se nota un incremento en la diferencia de los cortantes dinámicos obtenidos a partir de la NSCM-22.

Tabla 5.16. Comparación de cortantes dinámicos X-Y DIR en C-03

NIVEL	Vx (RNC-07)	Vx NSCM-22	DIF	Vy (RNC-07)	Vy NSCM-22	DIF
8	58.70	48.56	17.28%	58.43	56.67	3.01%
7	138.09	113.29	17.96%	131.85	118.76	9.93%
6	205.55	133.51	35.05%	190.46	124.81	34.47%
5	262.22	169.63	35.31%	237.71	147.25	38.05%
4	308.41	199.04	35.46%	275.42	170.15	38.22%
3	344.41	222.31	35.45%	304.66	188.50	38.13%
2	369.98	238.96	35.41%	325.32	201.66	38.01%
1	383.92	248.26	35.33%	335.86	208.82	37.83%

Fuente: Elaboración propia.

Gráfico 5.16 Comparación de cortantes dinámicos X-Y DIR en C-03



Fuente: Elaboración propia.

- **Desplazamientos**

Los desplazamientos obtenidos para las fuerzas sísmicas a través del análisis dinámico son las siguientes:

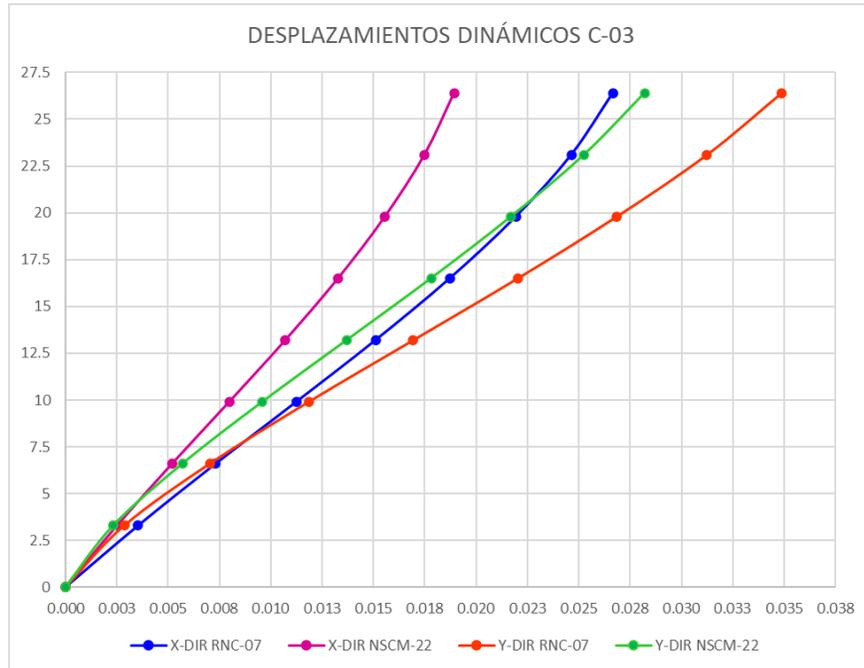
Tabla 5.17. Comparación de desplazamientos fuerzas dinámicas en C-03

NIVEL	H (m)	Δx RNC-07	Δx NSCM-22	DIF	Δy RNC-07	Δy NSCM-22	DIF
8	26.4	0.0267	0.0189	28.99%	0.0349	0.0282	19.09%
7	23.1	0.0246	0.0175	29.02%	0.0312	0.0253	19.12%
6	19.8	0.0219	0.0156	29.04%	0.0268	0.0217	19.14%
5	16.5	0.0187	0.0133	29.05%	0.0220	0.0178	19.15%
4	13.2	0.0151	0.0107	29.04%	0.0169	0.0137	19.12%
3	9.9	0.0112	0.0080	29.02%	0.0118	0.0096	19.06%
2	6.6	0.0073	0.0052	28.97%	0.0070	0.0057	18.94%
1	3.3	0.0035	0.0025	28.89%	0.0029	0.0023	18.75%

Fuente: Elaboración propia.

A partir de este modelo, se nota la diferencia de desplazamientos en cada caso y dirección, esto debido a que la estructura tiene el eje Y más fuerte que el X, por la configuración de las columnas con secciones Wide Flange.

Gráfico 5.17 Comparación de desplazamientos dinámicos en C-03



Fuente: Elaboración propia.

CONCLUSIONES

Una vez efectuados los análisis correspondientes a los métodos lineales de las normativas RNC-07 y NSCM-22, se concluyó lo siguiente:

Algunos parámetros para obtención del coeficiente sísmico tienen mayor respuesta dentro del NSCM-22, por valores como la aceleración a_0 , que, aumentó de 0.31 a 0,36667, mientras que, considerando los factores de amplificación por tipo de suelo S, para suelo tipo II, es de 1.5, en comparación a su equivalente a la NSCM-22, que es 1.4.

En el edificio 1, al comparar los coeficientes obtenidos, se tiene una diferencia del 2.10% entre ellos, esto debido a que, amplifican las fuerzas sísmicas para las estructuras de categoría IV, en 1.65 con la NSCM-22, mientras que la categoría A, solo se amplifica en 1.5 con el RNC-07, esto ayuda a obtener valores de coeficientes más parecidos, considerando también los parámetros antes mencionados, mientras que el cortante basal, tiene una diferencia del 12.26%, esto por la consideración de masa sísmica, al tomar un 15% de la carga viva.

Para el edificio 2, clasificado como estructura de ocupación normal, considerando la altura de 21.5m y la limitante planteada de la aplicabilidad del método FLE, los coeficientes sísmicos obtenidos tienen una diferencia del 18.23%, siendo mayor el del RNC-07, teniendo un decremento del valor del cortante basal dentro del NSCM-22, considerando adicionalmente, de peso sísmico en cada caso.

Tras aplicar el MEE del RNC-07 y el FLE en NSCM-22, se concluyó que, considerando las variaciones de los parámetros sísmicos, se obtuvo valores más aproximados de coeficiente sísmico en estructuras esenciales, a diferencia de las estructuras normales, en donde la variación es mayor.

Evaluando los modelos por medio del método dinámico modal espectral, con ambas normativas, se construyó el espectro de respuesta, considerando sus respectivos parámetros sísmicos, con la diferencia del

factor de escalamiento en la NSCM-22, solicitando una relación de cortantes al 100% del cortante estático, en comparación al 80% solicitado como mínimo en el RNC-07.

Dentro del primer modelo, no fue necesario escalar el cortante dinámico del RNC-07, mientras que en la NSCM-22 fue requerido al obtener un 94.66% de relación de cortantes, incrementando hasta que alcanzó relación mínima de 100%, teniendo así mayor respuesta con este análisis.

El segundo edificio marcó una brecha más amplia en la variación de resultados entre normativas, viniendo de la vinculación del cortante estático del RNC-07, partiendo de un factor de escalamiento del 1.51 en el eje X, y 1.53 en el eje Y, mientras que la NSCM-22 obtuvo mayores factores de escalamiento en ambos ejes (X-DIR=1.59; Y-DIR=1.69), sin embargo, la variación de los cortantes aumentan mientras más se aproxima a la base, debido a que cada fuerza sísmica varía, estas se acumulan y se reflejaron en la base, partiendo del 1.99% en la parte superior hasta 8.33% en el primer piso, por consiguiente, esto dejó en evidencia una menor respuesta comparado al del RNC-07, sin embargo cabe destacar que no es el único factor que influye, el valor de ductilidad es más bajo, reduciendo así los desplazamientos, mientras que la sobrerresistencia es mayor, aumentando la resistencia del material para este sistema en la NSCM-22, considerando que el factor de respuesta sísmica se obtiene del producto de estos parámetros.

En el tercer modelo, se siguió la misma metodología que en el edificio anterior, pero agregando riostras y aumentando la altura, lo cual obtuvo diferencias más dispares entre ambas normativas, partiendo del último nivel, que presentó una diferencia del 17%, siendo mayor con el RNC-07, hasta llegar a la base, donde la diferencia obtenida fue del 35.33% esto debido a que, con estructuras que incrementan su altura, tiene mayor aporte en los modos superiores, subestimando el valor del cortante basal.

RECOMENDACIONES

- Realizar análisis en edificios con mayores alturas para construir un diagrama de comportamiento más detallado sobre el decremento de las fuerzas sísmicas en los métodos lineales.
- Realizar este tipo de investigaciones a edificios con distintos parámetros para evaluar los coeficientes de respuesta que plantea la NSCM-22 utilizando el análisis no lineal (Push-over, time history).
- Realizar investigaciones que planteen y justifiquen los cambios de factores entre normativas a través de estudios de suelo.
- Hacer un análisis comparativo entre normas a nivel latinoamericano, considerando sus respectivos parámetros y ecuaciones.
- Evaluar edificaciones con irregularidades en planta y elevación para ver un comportamiento con la disminución del coeficiente de modificación de respuesta R .
- Efectuar un análisis a un solo modelo, de las mismas características, pero incrementando el nivel de pisos, para poder realizar una comparativa de resultados más uniformes.

BIBLIOGRAFÍA

ASCE/SEI. (2016). *Minimum Design Loads and associated criteria for buildings and other structures*. (Vols. 7-16). California, United States of America.

ASCE/SEI. (2022). *Minimum Design Loads and associated criteria for buildings and other structures*. (Vols. 7-22). California, United States of America: Structural Engineering Institute.

Asociación colombiana de ingeniería sísmica SIS. (2010). *REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMORRESISTENTE*. Bogotá: Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo territorial.

Bazán, E., & Meli, R. (2002). *Diseño Sísmico de Edificios*. Perú: Limusa, Noriega Escritores.

CAPRA. (n.d.). *RIESGO SISMICO EN MANAGUA*. ERN.

Chopra, A. K. (2014). *Dinámicas de estructuras*. México : Prentice Hall.

Chopra, A. K., & Goel, R. K. (2001). *A modal pushover procedure to estimate seismic demands for buildings: Theory and preliminary evaluation*. California: Pacific Earthquake Engineering Research Center.

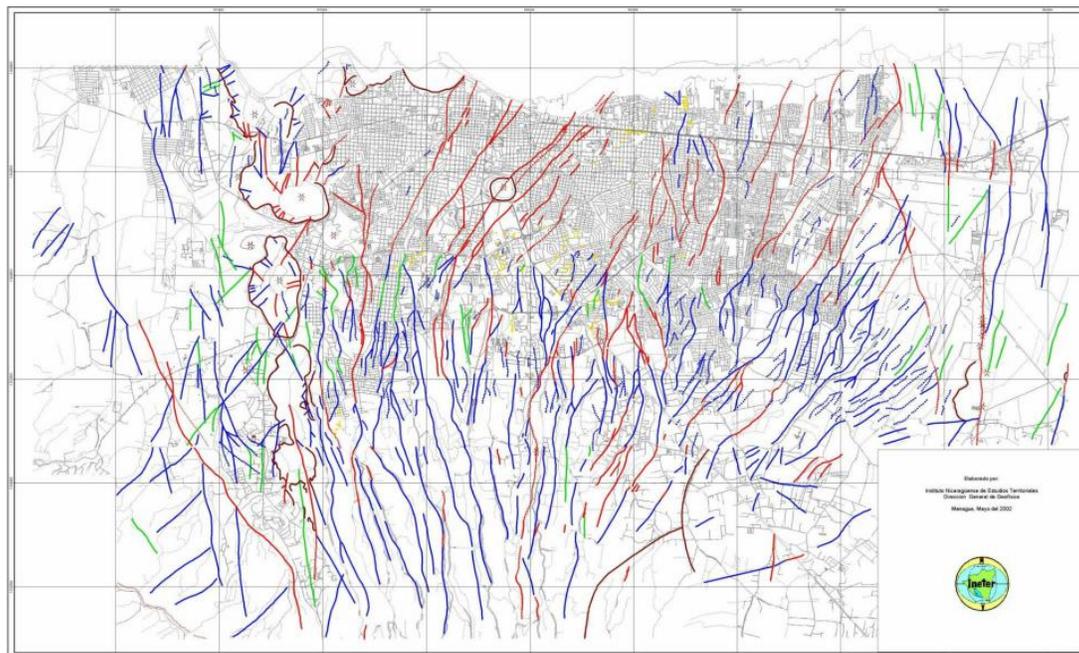
CISMID; FIC; UNI. (s.a.). *Fundamentos de Analisis dinamico de estructuras*. LIMA.

- DGRS. (2011). *Reglamento para el análisis y diseño sísmico de estructuras R-001*. Santo Domingo, República Dominicana: Ministerio de obras públicas y comunicaciones.
- Hibbeler, R. C. (2011). *MECANICA DE MATERIALES*. Mexico: Pearson Prentice Hall.
- INSTITUTO GEOGRAFICO NACIONAL. (2014). *SIS- Teoría de Sismología*. Madrid: Ediciones Cinca.
- Jardim de Carvalho Jr, I., & Salmerón Muñoz, J. (2016). *Análisis de la amenaza sísmica en Nicaragua: el caso de la ciudad de Managua*. Santiago.
- JICA. (2017). *PDUM- PROYECTO DEL PLAN MAESTRO PARA EL DESARROLLO URBANO DEL MUNICIPIO DE MANAGUA-2040*. Managua.
- Mckee, B. (2017). *Los volcanes de Nicaragua*. Retrieved from UMASS LOWELL: [https://www.uml.edu/fahss/languages-cultures/canal/2017/braedan-mckee.aspx#:~:text=Algunos%20volcanes%20son%20peligrosos%20y,Zapatera%20est%C3%A1%20extinto%20\(Vianica\).](https://www.uml.edu/fahss/languages-cultures/canal/2017/braedan-mckee.aspx#:~:text=Algunos%20volcanes%20son%20peligrosos%20y,Zapatera%20est%C3%A1%20extinto%20(Vianica).)
- Mora, M. A., Villalba, J. D., & Maldonado, E. (2006, December). *Scientific Electronic Library Online*. Retrieved from SciELO: http://www.scielo.org.co/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1692-33242006000200006

- MTI. (2007). *REGLAMENTO NACIONAL DE LA CONSTRUCCION - RNC07*. MANAGUA.
- MTI. (2007). RESOLUCION MINISTERIAL N° 01-2007. *MINISTERIO DE TRANSPORTE E INFRAESTRUCTURAS*, (p. 2). MANAGUA.
- MTI. (2020). Mapa de fallas sísmicas. Managua, Managua, Nicaragua: MTI.
- MTI. (2022). *NORMA SISMORRESISTENTE PARA LA CIUDAD DE MANAGUA*. Managua: MTI.
- NEHRP. (2009). *FEMA P695 Quantification of Building Seismic Performance Factors*. Redwood City, California, United States of America: NEHRP.
- NTC. (2020). *Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo*. México D.F.: Gaceta oficial de la ciudad de México.
- Serway, R. A., & Jewett, J. J. (2015). *Física para ciencias e ingeniería* (9na ed., Vol. I). México: Cengage Learning.
- Strauch, W. (2001). *ESTUDIO DE LA MICROZONIFICACIÓN SISMICA DE MANAGUA 1997-2000*. Managua: MTI.
- Strauch, W., Dévoli, G., & Donado, J. (2002). *Actualización del mapa de Fallas geológicas de Managua*. Managua: MTI.

ANEXOS

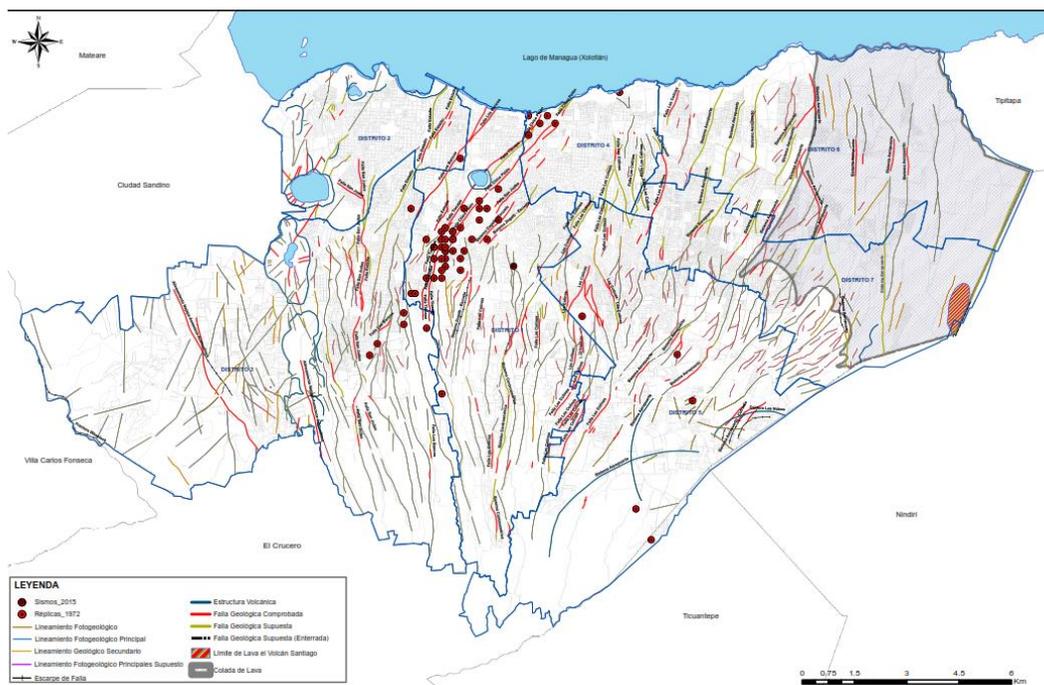
A1. Mapa de fallas sísmicas de Managua



- **Falla geológica comprobada, a través de observaciones directas del campo**
- - - **Falla geológica supuesta**
- + - + - + **Escarpe de falla**
- **Lineamiento fotogeológico principal**
Rasgo morfológico bien marcado, definido a través de fotos aéreas
- **Lineamiento fotogeológico secundario**
Rasgo morfológico menor cuya evidencia en el análisis de fotos aéreas se enmascara por procesos erosivos o actividad antrópica.
- + - + - + **Escarpe de terreno**
Desnivel de terreno no necesariamente asociado a falla
- - - - - **Lineamientos identificados por Woodward-Clyde Consultants (1975)**
Rasgos morfológicos de tercera y segunda clase cuya existencia no ha sido verificado en el presente estudio
- **Grietas identificadas por Woodward-Clyde (1975)**
Fracturas superficiales producidas durante el terremoto de 1972. Se han representado solamente las que no se han podido asociar a fallas o lineamientos durante el presente estudio.
- **Estructura volcánica**
Elemento estructural relacionado a actividad volcánica: borde de cráter, remanente de colapso volcánico
-  **Centro volcánico**
Conos cineríticos y remanentes volcánicos

Fuente: (Strauch, Dévoli, & Donado, Actualización del mapa de Fallas geológicas de Managua, 2002)

A2. Actualización de Mapa de fallas sísmicas de Managua



Fuente: (MTI, 2020)

B.2. Cubierta de techos (con material de fijación)

CONCEPTO	PESO (kg/m ²)
Zinc corrugado calibre 28	3.6
Zinc corrugado calibre 26	5.4
Zinc corrugado calibre 24	6.1
Asbesto cemento 5 mm tipo Tejalita	9
Asbesto Cemento o Fibrocemento, lámina ondulada 6 mm	18
Asbesto cemento autoportante tipo Canaleta	19
Autoportante tipo maxiplac	15
Teja de barro tipo española nacional, saturada. Nota: en techo de teja deberá añadirse 35 kg/m en líneas de cumbrera y de limatesas	50
Cartón asfáltico de 3 capas	35

Fuente: (MTI, 2007) Tabla 1.A.

B.3. Peso de cielos rasos

CONCEPTO	PESO (kg/m ²)
Cielo raso de Plywood de 3/16" con estructura de madera	14
Cielo raso de Plywood de 1/4" con estructura de madera	16
Fibrocemento liso 4 mm con estructura de madera	18
Fibrocemento liso 6 mm con estructura de madera	22
Fibrocemento liso 4 mm con perfiles de aluminio	5
Fibrocemento liso 6 mm con perfiles de aluminio	7
Machihembre de 1/2"	7
Yeso con perfiles de aluminio	8
Placa de 1/2" de fibrocemento reforzada con malla de fibra de vidrio	18
Mortero: cemento cal y arena en malla metálica (15 mm)	30

Fuente: (MTI, 2007) Tabla 2.A.

B.4. Peso de cubierta de pisos

CONCEPTO	PESO (kg/m ²)
Ladrillo de cemento	83
Ladrillo de barro	58
Ladrillo de Cerámica	30
Fibrocemento de 20 mm	22

Fuente: (MTI, 2007) Tabla 3.A.

B.5. Peso de paredes

CONCEPTO	PESO (kg/m ²)
Planchetas para paredes prefabricadas, área visible, sin viga corona	110
Bloque decorativo de concreto	117
Lámina Troquelada con estructura de perlines	6
Estructura metálica con Durock en una cara y yeso en interiores	23
Esqueleto madera 2" x 3" con Plywood ¼" ambas caras	10
Esqueleto madera 2" x 3" con Plycem 6 mm ambas caras	16
Bloque de cemento de 10 x 20 x 40	140
Bloque de cemento de 15 x 20 x 40	200
Bloque de cemento de 20 x 20 x 40	228
Mampostería Reforzada Bloque de cemento de 15 x 20 x 40	260
Mampostería Reforzada Bloque de cemento de 20 x 20 x 40	300
Paneles de doble electromalla de acero con núcleo de poroplast (2.5 de repello ambas caras)	150
Bloque sólido de barro de 5.6 cmx20.3 cmx10.5 cm	172
Bloque sólido de barro de 5.2 cmx25.3 cmx13.3 cm	210
Bloque sólido de barro de 5.8 cmx29.8 cmx15.2 cm	255
Piedra Cantera 15x40x60	255
Ventanas de Paletas de vidrio con Estructura de aluminio	20
Ventanas de Vidrio Fijo con Estructura de Aluminio	35

Nota: Para paredes con repello de 1 cm. de espesor, agregar 20 kg/m² por cada cara repellada.

Fuente: (MTI, 2007) Tabla 4.A.

C.1. Actualización de cargas variables unitarias mínimas

DESTINO	MÁXIMO (CV)	NOTAS
Residencial (casas, apartamentos, cuartos de hoteles, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales)	200	(1)
Salones de clase: Escuelas primarias, Preescolares	250	
Secundaria y universidad	250	
Hospitales (salas y cuartos), Asilos, Centros de Salud y Clínicas	200	
Salas de Operación	400	
Oficinas: Despachos	250	(2)
Salas de Archivo	500	
Bibliotecas: Salones de Lectura	300	
Salón de Libros	600	
Lugares de Reunión: Salones de Baile, gimnasios, restaurantes, museos y Salas de juegos	400	
Auditorios, Cines, Templos: Sillas Fijas	350	
Sillas móviles	500	
Teatros: Vestibulos	200	
Piso del escenario	700	
Graderías y tribunas	500	
Lugares de Comunicación para peatones (Pasillos, escaleras, rampas de parqueo y pasajes de acceso libre al público);	500	(1)
Estadios y lugares para espectáculo provisto de gradas (desprovisto de bancas o butacas)	500	
Laboratorios	250	
Comercio: Ligero	350	(2)
Semipesado	450	(2)
Pesado	550	(2)
Fábrica y Talleres: Ligero	400	(2)
Semipesado	500	(2)
Pesado	700	(2)
Bodegas: Ligero	450	(2)
Semipesado	650	(2)
Pesado	1,000	(2)
Techos de losas con pendiente no mayor de 5%	100	(3)
Techos de losas con pendiente mayor de 5%	50	(3)
Garajes y estacionamientos (para automóviles exclusivamente, altura controlada a 2.40 m)	250	(4)
Andamios temporales para la construcción	150	(5)
Marquesinas, balcones y similares	500	

Fuente: (MTI, 2022) Tabla 7.1.1.

C.2. Cargas permanentes NSCM-22

CUBIERTAS DE TECHO (INCLUYE MATERIAL FIJADO)			
Conceptos	Peso (kg/m ²)	Conceptos	Peso (kg/m ²)
Zinc corrugado calibre 28	3.6	Asbesto Cemento o Fibrocemento, lámina ondulada 6 mm	18
Zinc corrugado calibre 26	5.4	Asbesto cemento autoportante tipo Canaleta	19
Zinc corrugado calibre 24	6.1	Autoportante tipo maxiplac	15
Asbesto cemento 5 mm tipo Tejalita	9	Teja de barro tipo española nacional, saturada. Nota: en techo de teja deberá añadirse 35 kg/m en líneas de cumbrera y de limatesas	50
Cartón asfáltico de 3 capas	35	Lámina metálica cal.26 con núcleo de poliestireno tipo sándwich de 2" de peraltes	15

CIELOS RASOS			
Conceptos	Peso (kg/m ²)	Conceptos	Peso (kg/m ²)
Cielo raso de Plywood de 3/16" con estructura de madera	14	Fibrocemento liso 6 mm con perfiles de aluminio	7
Cielo raso de Plywood de 1/4" con estructura de madera	16	Machihembre de 1/2"	7
Fibrocemento liso 4 mm con estructura de madera	18	Yeso con perfiles de aluminio	8
Fibrocemento liso 6 mm con estructura de madera	22	Placa de 1/2" de fibrocemento reforzada con malla de fibra de vidrio	18
Fibrocemento liso 4 mm con perfiles de aluminio	5	Mortero: cemento cal y arena en malla metálica (15 mm)	30

CUBIERTA DE PISOS.			
Conceptos	Peso (kg/m ²)	Conceptos	Peso (kg/m ²)
Ladrillo de cemento	83	Ladrillo de Cerámica	30
Ladrillo de barro	58	Fibrocemento de 20 mm	22

PAREDES			
Concepto	Peso (Kg/m ²)	Conceptos	Peso(Kg/m ²)
Planchetas para paredes prefabricadas, área visible, sin viga corona	110	Bloque decorativo de concreto	117
Lámina Troquelada con estructura de perlines	10	Estructura metálica con Durock en una cara y yeso en interiores	23
Esqueleto madera 2" x 3" con Plywood 1/4"	10	Esqueleto madera 2" x 3" con Plycem 6 mm ambas caras	16
Bloque de concreto de 10 x 20 x 40	140	Bloque de concreto de 15 x 20 x 40	200
Bloque de concreto de 20 x 20 x 40	230	Mampostería Reforzada Bloque de concreto de 15 x 20 x 40	260
Mampostería Reforzada Bloque de concreto de 20 x 20 x 40	300	Paneles de doble electromalla de acero con núcleo de poliestireno expandido (2.5 de repello ambas caras)	150
Bloque sólido de arcilla de 5.6 cmx20.3 cmx10.5 cm	172	Bloque sólido de arcilla de 5.2 cmx25.3 cmx13.3 cm	210
Bloque sólido de barro de 5.8 cmx29.8 cmx15.2 cm	255	Piedra Cantera 15x40x60	255
Ventanas de Paletas de vidrio con Estructura de aluminio	20	Ventanas de Vidrio Fijo con Estructura de Aluminio	35

Nota: Para paredes con repello de 1 cm. de espesor, agregar 25 kg/m² por cada cara repellada

Fuente: (MTI, 2022) Tabla 7.4.1.

C.3. Categoría de riesgo de las estructuras según su importancia

Grupo de Importancia	Categoría de Riesgo	Ejemplos
Estructuras no destinadas a habitación	I	<p>Estructuras que representan un bajo riesgo para la vida humana en el caso de falla, cuyo colapso no puede causar daño a estructuras que pertenecen a otros grupos de importancia. Incluyendo, pero no exclusivamente:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Estructuras provisionales con un servicio menor a tres años. • Instalaciones agrícolas, sin ocupación humana permanente. • Instalaciones de un nivel destinadas a almacén de productos no tóxicos, ni otro que exponga la seguridad pública.
Estructuras de ocupación normal	II	<p>Estructuras comunes de ocupación normal.</p> <p>Estructuras de la categoría III que no cumplan con la condición de albergar más de 500 personas, más de 10 pisos, con área de construcción mayor a 10,000 m², proyectos con un número mayor de 10 edificios y/o más de 50 unidades de vivienda unifamiliar o bifamiliar.</p> <p>En general por defecto, cualquier estructura que no pertenezca a las categorías III, y IV o estructura de la categoría I que pueda poner en peligro a estructuras de este grupo.</p>
Estructuras de ocupación especial	III	<p>Estructuras de alta ocupación tal como se detalla a continuación o cuya falla representa un riesgo sustancial para la vida humana y gran impacto de pérdida económica y/o alteración masiva de la vida civil cotidiana.</p> <p>Estructuras no incluidas en la categoría IV o estructuras de los grupos I y II que puedan poner en peligro a estructuras de este grupo.</p> <p>Construcciones que se deben mantener en operación inmediatamente después de la ocurrencia de un sismo extremo I. Como lo son:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Estructuras destinadas a vivienda, oficina, comercio, hotel, banco, teatro, restaurante e industria que alberguen a más de 500 personas o más de 10 pisos o cuya área de construcción sea mayor a 10,000 m². • Estructuras pertenecientes a un proyecto en el cual se construirá un número mayor de 10 edificios o de 50 unidades de vivienda unifamiliar o bifamiliar. • Centros de educación preescolar, primaria y secundaria públicos o privados con más de 500 alumnos. • Centros de educación superior o carreras técnicas públicos y privados con más de 500 alumnos. • Centros deportivos que alberguen más de 500 personas. • Centros de convención que reúna a más de 500 personas. • Centros de salud comunitarios, clínicas y Ambulatorios que alberguen a más de 500 pacientes, sean públicas o privadas. • Iglesias con asientos para más de 500 personas. • Puentes con tramos entre 15 y 34 metros de longitud.

Estructuras esenciales y Críticas	<p>Estructuras cuyo uso es esencial para la sociedad y, por lo tanto, los daños experimentados durante la ocurrencia de un sismo extremo II, no deben impedir su operación inmediatamente después del evento.</p> <p>Estructuras Esenciales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Edificaciones policiales, militares y de orden público. • Estaciones de bomberos, defensa civil y atención de desastres. • Museos y construcciones patrimoniales con objetos o documentos de valor excepcional. • Estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. • Edificaciones y equipos de estaciones telefónicas. • Central eléctrica de emergencia que sirven de respaldo a estructuras que pertenecen a este grupo. • Instalaciones de tratamiento y recolección masiva de aguas residuales y obras anexas. • Estructuras destinadas al tratamiento, el almacenamiento y la distribución masiva de agua potable y sus obras anexas. • Terminales de transporte. • Edificios gubernamentales y sus obras anexas. • Centros de datos de compañías que provean servicios al sector público.
	<p style="text-align: center;">IV</p> <p>Estructuras Críticas:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Hospitales Departamentales y Regionales. Construcciones o instalaciones de alto riesgo, como son las que producen, almacenan o manipulan sustancias y materiales químicos, gases tóxicos y explosivos. • Edificios de albergue contra huracanes, terremotos e inundaciones. • Edificios designados como críticos para manejo de emergencias. • Aeropuertos, centros de control de tráfico aéreo y torres de control. • Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica, así como líneas y subestaciones eléctricas de alta tensión. • Puentes y viaductos de más de 40 metros entre estribos en cualquiera de sus tramos. • En general toda aquella estructura de los grupos I, II y III que puedan poner en peligro a estructuras de este grupo.

Fuente: (MTI, 2022) Tabla 5.2.2

C4. Coeficientes y factores de diseño para sistemas resistentes a fuerzas sísmicas

Sistema Estructural	Coeficiente de modificación de respuesta, R^a	Factor de sobrerresistencia, Ω_o^b	Coeficiente de deflexión, C_d	Distorsión Máxima De piso γ_{max}	Limitaciones del sistema estructural Incluyendo el límite de altura (m) ^c			
					Categoría de diseño sísmico			
					A	B	C	D
A. SISTEMAS DE MUROS DE CARGA*								
1. Muros de corte de concreto reforzado especiales	5	2 ½	5	0.02	SL	SL	SL	50
2. Muros de corte de concreto reforzados ordinarios	4	2 ½	4	0.01	SL	SL	SL	NP
3. Muros de corte intermedios prefabricados	4	2 ½	4	0.015	SL	SL	SL	12
4. Muros de corte ordinarios prefabricados	3	2 ½	3	0.01	SL	SL	NP	NP
5. Muros de corte de mampostería reforzada especial	5	2 ½	3 ½	0.015	SL	SL	SL	50
6. Muros de corte de mampostería reforzada intermedia	3 ½	2 ½	2 ¼	0.01	SL	SL	SL	6
7. Muros de corte de mampostería reforzada ordinarios	2	2 ½	1 ¾	0.008	SL	SL	50	3
8. Paredes de estructura ligera (madera) revestidas con paneles estructurales de madera clasificados para resistencia al corte	6 ½	3	4	0.015	SL	SL	SL	18
9. Paredes de estructura ligera (acero conformado en frío) revestidas con paneles estructurales de madera clasificado para resistencia al corte o láminas de acero	6 ½	3	4	0.015	SL	SL	SL	18
10. Paredes de estructura ligera (acero conformado en frío) revestida con paneles estructurales de otro material con resistencia al corte.	2	2 ½	2	0.01	SL	SL	SL	3
11. Muros de corte con ladrillos sólidos de mampostería confinada	3	2 ½	2	0.006	12	9	9	6
12. Muros de corte con ladrillos huecos de mampostería confinada	3	2 ½	2	0.006	12	9	9	6
13. Muros de adobe reforzados con madera ^e	1 ½	2 ½	1 ½	0.002	6	3	NP	NP
*Los sistemas de muros de carga son aquellos que además de tener responsabilidad ante cargas laterales, también toman más del 50% de la carga gravitacional de la edificación.								
Sistema Estructural	Coeficiente de modificación de respuesta, R^a	Factor de sobrerresistencia, Ω_o^b	Coeficiente de deflexión, C_d	Distorsión Máxima De piso γ_{max}	Limitaciones del sistema estructural Incluyendo el límite de altura (m) ^c			
					Categoría de diseño sísmico			
					A	B	C	D
B. SISTEMAS DE MUROS ESTRUCTURALES Y MARCOS ARRIOSTRADOS								
1. Marcos de acero con arriostamiento excéntrico	8	2	4	0.025	SL	SL	SL	50
2. Marcos especiales de acero arriostrados concéntricamente	6	2	5	0.020	SL	SL	SL	50
3. Marcos ordinarios de acero arriostrados concéntricamente	3 ¼	2	3 ¼	0.015	SL	SL	SL	NP ^f
4. Muros de corte de concreto reforzado especiales	6	2 ½	5	0.02	SL	SL	SL	50
5. Muros de corte de concreto reforzado ordinario	5	2 ½	4 ½	0.01	SL	SL	SL	NP
6. Muros de corte intermedios prefabricados	5	2 ½	4 ½	0.015	SL	SL	SL	12
7. Muros de corte ordinarios prefabricados	4	2 ½	4	0.01	SL	SL	NP	NP
8. Marco compuesto con arriostamiento excéntrico ^d	8	2 ½	4	0.025	SL	SL	SL	50
9. Marcos especiales compuestos arriostrados concéntricamente ^d	5	2	4 ½	0.02	SL	SL	SL	50
10. Marcos arriostrados ordinarios compuestos	3	2	3	0.015	SL	SL	SL	NP
11. Muros de corte de mampostería reforzada especial	5 ½	2 ½	4	0.01	SL	SL	SL	50
12. Muros de corte de mampostería reforzada intermedia	4	2 ½	4	0.006	SL	SL	SL	NP
13. Muros de corte de mampostería reforzada ordinarios	2	2 ½	2	0.002	SL	SL	50	NP
14. Paredes de estructura ligera (madera) revestidas con paneles estructurales de madera clasificados para resistencia al corte	7	2 ½	4 ½	0.015	SL	SL	SL	18
15. Paredes de estructura ligera (acero conformado en frío) revestidas con paneles estructurales de madera clasificado para resistencia al corte o láminas de acero	7	2 ½	4 ½	0.015	SL	SL	SL	18
16. Paredes de estructura ligera (acero conformado en frío) revestida con paneles estructurales de otro material con resistencia al corte.	2 ½	2 ½	2 ½	0.01	SL	SL	SL	9
17. Marcos de acero arriostrado con pandeo restringido	8	2 ½	5	0.025	SL	SL	SL	50

C. SISTEMAS DE MARCOS RESISTENTES A MOMENTO								
1. Marcos de momento especiales de acero	8	3	5 ½	0.025	SL	SL	SL	SL
2. Marcos de momento de cerchas especiales de acero	7	3	5 ½	0.02	SL	SL	SL	50
3. Marcos de momento intermedio de acero	4 ½	3	4	0.020	SL	SL	SL	9'
4. Marcos de momento ordinario de acero	3 ½	3	3	0.015	SL	SL	SL	NP'
5. Marcos de momento especiales de concreto armado	8	3	5 ½	0.02	SL	SL	SL	SL
6. Marcos de momento intermedios de concreto armado	5	3	4 ½	0.015	SL	SL	SL	NP
7. Marcos de momento ordinarios de concreto armado	3	3	2 ½	0.010	SL	SL	NP	NP
8. Marcos de momento especiales compuestos ^d	8	3	5 ½	0.025	SL	SL	SL	SL
9. Marcos de momento intermedio compuestos ^d	5	3	4 ½	0.020	SL	SL	SL	NP
10. Marcos de momento ordinario compuestos ^d	3	3	2 ½	0.015	SL	SL	NP	NP
D. SISTEMAS DUALES CON MARCOS DE MOMENTOS ESPECIALES CAPAZ DE RESISTIR AL MENOS EL 25% DE LAS FUERZAS SÍSMICAS PRESCRITAS								
1. Marcos de acero con arriostramiento excéntrico	8	2 ½	4	0.025	SL	SL	SL	SL
2. Marcos especiales de acero arriostrados concéntricamente	7	2 ½	5 ½	0.020	SL	SL	SL	SL
3. Muros de corte de concreto reforzado especiales	7	2 ½	5 ½	0.02	SL	SL	SL	SL
4. Muros de corte de concreto reforzados ordinarios	6	2 ½	5	0.01	SL	SL	SL	NP
5. Marco compuesto con arriostramiento excéntrico ^d	8	2 ½	4	0.025	SL	SL	SL	SL
6. Marcos especiales compuestos arriostrados concéntricamente ^d	6	2 ½	5	0.015	SL	SL	SL	SL
7. Muros de corte de mampostería reforzada especial	5 ½	3	5	0.01	SL	SL	SL	SL
8. Muros de corte de mampostería reforzada intermedia	4	3	3 ½	0.006	SL	SL	SL	NP
9. Marcos de acero arriostrado con pandeo restringido	8	2 ½	5	0.025	SL	SL	SL	SL
Sistema Estructural	Coefficiente de modificación de respuesta, R^a	Factor de sobrerresistencia, Ω_o^b	Coefficiente de deflexión, C_d	Distorsión Máxima De piso γ_{max}	Limitaciones del sistema estructural incluyendo el límite de altura (m) ^c			
					Categoría de diseño sísmico			
					A	B	C	D
E. SISTEMAS DUALES CON MARCOS DE MOMENTOS INTERMEDIO CAPAZ DE RESISTIR AL MENOS EL 25% DE LOS FUERZAS SÍSMICAS PRESCRITAS								
1. Marcos especiales de acero arriostrados concéntricamente	6	2 ½	5	0.02	SL	SL	SL	9
2. Muros de corte de concreto reforzado especiales	6 ½	2 ½	5	0.02	SL	SL	SL	50
3. Muros de corte de mampostería reforzada ordinarios	3	3	2 ½	0.002	SL	SL	50	NP
4. Muros de corte de mampostería reforzada intermedia	3 ½	3	3	0.006	SL	SL	SL	NP
5. Marcos especiales compuestos arriostrados concéntricamente	5 ½	2 ½	4 ½	0.020	SL	SL	SL	50
6. Marcos arriostrados ordinarios compuestos ^d	3 ½	2 ½	3	0.015	SL	SL	SL	NP
7. Muros de corte de concreto reforzados ordinarios	5 ½	2 ½	4 ½	0.01	SL	SL	SL	NP
F. SISTEMAS DE COLUMNA EN VOLADIZO DETALLADOS PARA CUMPLIR CON LOS REQUISITOS DE :								
1. Sistemas de columnas en voladizo especiales de acero	2 ½	1 ¼	2 ½	0.01	10	10	10	10
2. Sistemas de columna en voladizo ordinarios de acero	1 ¼	1 ¼	1 ¼	0.007	10	10	10	NP
3. Marcos de momento especiales de concreto armado.	2 ½	1 ¼	2 ½	0.015	10	10	10	10
4. Marcos intermedios de momento de concreto armado	1 ½	1 ¼	1 ½	0.01	10	10	10	NP
5. Marcos de momento ordinarios de concreto armado	1	1 ¼	1	0.008	10	10	NP	NP
6. Marcos de madera	1 ½	1 ½	1 ½	0.01	10	10	10	10
G. SISTEMAS DE ACERO NO DETALLADOS ESPECÍFICAMENTE PARA RESISTENCIA SÍSMICA								
	3	3	3		SL	SL	SL	NP

Fuente: (MTI, 2022)Tabla 5.5.1

C.5. Factor de ductilidad para estructuras de concreto

Estructuración	Ductilidad	Condición	Q	γ_{max}
i) Marcos	Alta	----	4.0	0.030
	Media	----	3.0	0.020
	Baja	----	2.0	0.015
ii) Marcos de elementos prefabricados	Media	Con nudos monolíticos y conexiones dúctiles ubicadas fuera de las zonas críticas	3.0	0.020
	Baja	Con conexiones en zonas críticas o en los nudos	2.0	0.015
iii) Sistema dual ^(a) formado por marcos y muros de concreto ⁽²⁾⁽³⁾	Alta	Con muros de concreto de ductilidad alta	4.0	0.020
	Media	Con muros de concreto de ductilidad media	3.0	0.015
	Baja	Con muros de concreto de ductilidad baja	2.0	0.010
iv) Sistema formado por muros de concreto ⁽³⁾⁽⁴⁾	Alta	Muros de concreto de ductilidad alta	4.0	0.020
	Media	Muros de concreto de ductilidad media	3.0	0.015
	Baja	Muros de concreto de ductilidad baja	2.0	0.010
v) Sistema dual ^(a) formado por marcos y muros acoplados ^(b) de concreto ⁽²⁾⁽³⁾	Media	Con muros de concreto y trabes de acoplamiento de ductilidad media	3.0	0.015
	Baja	Con muros de concreto y trabes de acoplamiento de ductilidad baja	2.0	0.010
vi) Sistema dual ^(a) formado por marcos de concreto y contravientos metálicos ⁽²⁾⁽³⁾⁽⁵⁾	Alta	Contravientos restringidos contra pandeo	4.0	0.020
	Media	Contravientos concéntricos de ductilidad alta	3.0	0.015
	Baja	Contravientos concéntricos de ductilidad media	2.0	0.010
vii) Sistema formado por marcos y muros diafragma no desligados ⁽⁶⁾	Alta	Marcos de ductilidad alta	4.0	0.020
	Media	Marcos de ductilidad media	3.0	0.015
	Baja	Marcos de ductilidad baja	2.0	0.010
viii) Sistemas con base en columnas de concreto en voladizo	Baja	Con columnas de ductilidad media para zonas I y II Con columnas de ductilidad alta para zona III	2.0	0.010
	Media	Con marcos o muros de ductilidad alta	3.0	0.015
ix) Sistema suspendido soportado por un núcleo de concreto formado por muros o marcos	Baja	Con marcos o muros de ductilidad media	2.0	0.010
	Media	Marcos exteriores de ductilidad media	3.0	0.020
x) Marcos exteriores y columnas interiores interconectados por diafragmas horizontales rígidos ⁽⁷⁾	Baja	Marcos exteriores de ductilidad baja	2.0	0.015
	Media	Con marcos o muros de ductilidad alta	3.0	0.015
xi) Sistema dual formado por columnas y marcos o muros interconectados con losas planas ⁽⁸⁾	Baja	Con marcos o muros de ductilidad media	2.0	0.010
	Baja	----	1.0	0.005
xii) Sistema de columnas de concreto interconectadas con losas planas	Baja	----	1.0	0.005

Fuente: (NTC, 2020) Tabla 4.2.1

C.6. Factor de ductilidad para estructuras de mampostería

Tabla 4.2.3 Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de mampostería⁽¹⁾

Estructuración	Q	γ_{max}
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal ⁽²⁾	2.0	0.010
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas	2.0	0.005
Muros de carga de mampostería confinada de piezas huecas con refuerzo horizontal ⁽²⁾	2.0	0.008
Muros de carga de mampostería confinada de piezas huecas	1.5	0.004
Muros de carga de mampostería de piezas huecas reforzadas interiormente	1.5	0.006
Muros diafragma	⁽³⁾	⁽⁴⁾
Muros de carga de mampostería confinada en combinación con otro sistema estructural de concreto o acero	(3)	(4)
Muros de carga de mampostería de piezas huecas o macizas no confinados ni reforzados ⁽⁵⁾	1.0	0.002
Mampostería de piedras naturales	1.0	0.002

Fuente: (NTC, 2020) Tabla 4.2.3.

C.7. Factor de ductilidad para estructuras de acero

Estructuración	Ductilidad	Condición	Q	γ_{max}
i) Marcos	Alta	----	4.0	0.030
	Media	----	3.0	0.020
	Baja	----	2.0	0.015
	Media	Vigas de alma abierta (armaduras) de ductilidad alta	3.0	0.020
	Baja	Vigas de alma abierta (armaduras) de ductilidad baja	2.0	0.015
	Baja	Conexiones semirrígidas	2.0	0.015
ii) Sistema dual ^(a) formado por marcos de acero y contravientos de acero ⁽²⁾⁽³⁾⁽⁴⁾	Alta	Contravientos excéntricos	4.0	0.020
	Alta	Contravientos restringidos al pandeo	4.0	0.020
	Media	Contravientos concéntricos de ductilidad alta	3.0	0.015
	Baja	Contravientos concéntricos de ductilidad baja	2.0	0.010
	Baja	Contravientos concéntricos que trabajan solo en tensión	1.5	0.005
iii) Sistema dual ^(a) formado por marcos de acero y muros ⁽²⁾⁽⁴⁾	Alta	Muros de ductilidad alta de placa de acero	4.0	0.020
	Alta	Muros de ductilidad alta de concreto	4.0	0.020
	Media	Muros de ductilidad media de placa de acero	3.0	0.015
	Baja	Muros de ductilidad baja de concreto	2.0	0.010
iv) Marcos compuestos	Alta	----	4.0	0.030
	Media	----	3.0	0.020
	Media	Vigas de alma abierta (armaduras) de ductilidad alta	3.0	0.020
	Media	Conexiones semirrígidas	3.0	0.020
	Baja	Vigas de alma abierta (armaduras) de ductilidad baja	2.0	0.015
	Baja	Marcos de ductilidad baja	2.0	0.015
v) Sistema dual ^(a) formado por marcos compuestos y contravientos de acero ⁽²⁾⁽³⁾⁽⁴⁾	Alta	Contravientos excéntricos	4.0	0.020
	Alta	Contravientos restringidos al pandeo	4.0	0.020
	Media	Contravientos concéntricos de ductilidad alta	3.0	0.015
	Baja	Contravientos concéntricos de ductilidad baja	2.0	0.010
vi) Columnas de acero compactas en voladizo, sin o con relleno de concreto	Media	Columnas de ductilidad media	1.5	0.012
	Baja	Columnas de ductilidad baja	1.0	0.009
vii) Sistema suspendido soportado por un núcleo de acero formado por muros o marcos	Media	Con marcos o muros de ductilidad alta de placa de acero	3.0	0.015
	Baja	Con marcos o muros de ductilidad media de placa de acero	2.0	0.010
viii) Marcos exteriores y columnas interiores interconectados por diafragmas horizontales rígidos ⁽⁵⁾	Media	Marcos exteriores de ductilidad media	3.0	0.020
	Baja	Marcos exteriores de ductilidad baja	2.0	0.015

Fuente: (NTC, 2020) Tabla 4.2.2.

C.8. Ficha técnica impermeabilizante

Product Packaging			
Roll Width:	3' 3" (1 m)	Pallet Size:	48" x 39" (1.2 m x 1 m)
Roll Length:	32' 10" (10 m)	Rolls Per Pallet:	20
Net Coverage:	98 ft ² (9.1 m ²)	Weight per Pallet:	2,090 lb (950 kg)
Roll Weight:	102 lb (46 kg)		

Method of Application:

- APP 180 FR membranes must be fully heat-welded to an approved substrate.
- Please see the APP Design and Application Guide at www.firestonebpco.com for detailed application information.

Acceptable Immediate Substrates for Heat-Welded Application:

- Structural Concrete (must be clean, dry, properly cured, and primed with ASTM D-41 primer).
- Approved Firestone base sheet.
- Existing Smooth Surface BUR or APP Modified Bitumen (must be clean, smooth and primed with ASTM D-41 primer).
- DensDeck® Prime, SECUROCK® Gypsum Fiber.

NOTE: Please consult the APP Design Guide and QuickSpecs online at www.firestonebpco.com to review specific information regarding the type of deck and insulation in use.

Fuente: Firestone