

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**COMPARACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL PABELLÓN “C” DE LA I.E.
N°88047- AUGUSTO SALAZAR BONDY, CONSIDERANDO LOS
PARÁMETROS INDICADOS EN LA NORMA TÉCNICA E.030-2006 Y LA
ACTUALIZADA E.030-2016**

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

TESISTAS:

Bach. BRICEÑO PRADO, Oliver Gianmarco

Bach. ORDOÑEZ GARCÍA, Ruli Eudomar

ASESOR:

Ms. ABNER LEÓN BOBADILLA

NUEVO CHIMBOTE – PERÚ

2018

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA
FACULTAD DE INGENIERÍA**

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

**COMPARACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL PABELLÓN "C" DE LA I.E.
N°88047- AUGUSTO SALAZAR BONDY, CONSIDERANDO LOS
PARÁMETROS INDICADOS EN LA NORMA TÉCNICA E.030-2006 Y LA
ACTUALIZADA E.030-2016**

REVISADO Y APROBADA POR:

Ms. ABNER LEÓN BOBADILLA

ASESOR

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA
FACULTAD DE INGENIERÍA**

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

**COMPARACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL PABELLÓN “C” DE LA I.E.
N°88047- AUGUSTO SALAZAR BONDY, CONSIDERANDO LOS
PARÁMETROS INDICADOS EN LA NORMA TÉCNICA E.030-2006 Y LA
ACTUALIZADA E.030-2016**

JURADO EVALUADOR DE TESIS:

Ms. María Díaz Hernández
Presidenta

Ms. Abner Itamar León Bobadilla
Integrante

Ms. Atilio Rubén López Carranza
Integrante

DEDICATORIA

A las personas más importantes en mi vida
GENARO, ENMA y CRISTIAN, y a la etapa
universitaria que hoy finalizo.

Oliver Briceño Prado

A mi madre NILA, por su amor y el sacrificio realizado para alcanzar mis metas y a mis hermanos ERLI y DEYVIS, por su apoyo incondicional en todas las etapas de mi vida.

Ruli Ordoñez García

AGRADECIMIENTO

A Dios, que siempre está con nosotros, dándonos la vida y fortaleza para lograr nuestras metas. También a nuestra Universidad Nacional del Santa por habernos acogido en sus aulas, a nuestros profesores que inculcaron conocimiento académico, al Ing. Abner León B. por la orientación brindada durante la realización de nuestro trabajo de investigación y al Ing. Iván León Malo por la asesoría técnica.

Los Autores

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN

ABSTRACT

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1.	ANTECEDENTES.....	2
1.2.	FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	5
1.3.	OBJETIVOS.....	6
1.3.1.	Objetivo General.....	6
1.3.2.	Objetivos Específicos.....	6
1.4.	FORMULACIÓN DE LA HIPÓTESIS	7
1.5.	JUSTIFICACIÓN.....	7
1.6.	LIMITACIONES DEL TRABAJO	8
1.7.	VARIABLES.....	8
1.7.1.	Variable Dependiente	8
1.7.2.	Variables Independientes	8

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1.	MARCO CONCEPTUAL.....	10
2.1.1.	Definiciones Generales.....	10
2.1.2.	Diseño y evaluación de estructuras basadas en el desempeño sísmico	15
2.1.2.1.	Generalidades	15
2.1.2.2.	Desempeño sísmico estructural.....	17
2.1.3.	Modelos de comportamiento de los materiales, secciones y elementos de concreto armado	32

2.1.3.1. Generalidades	32
2.1.3.2. Modelos de comportamiento para el concreto armado	32
2.1.3.3. Modelos de comportamiento inelástico de secciones y elementos..	40
2.1.4. Modelo inelástico de edificios	46
2.1.5. Procedimientos de análisis sísmico de edificios	48
2.1.5.1. Generalidades	48
2.1.5.2. Análisis Lineal.....	48
2.1.5.3. Análisis no Lineal.....	49
2.1.6. Análisis estático no lineal (Pushover)	50
2.1.6.1. Procedimiento del Análisis Pushover.....	51
2.1.6.2. Curva de Capacidad	53
2.1.6.3. Conversión de la curva de capacidad a un espectro de capacidad .	54
2.1.6.4. Representación bilineal del Espectro de Capacidad.....	57
2.1.6.5. Amortiguamiento y espectro de respuesta amortiguado.....	58
2.1.7. Demanda sísmica y la Norma Técnica E.030-2006 y E.030-2016.....	63
2.1.7.1. Filosofía y principios de diseño sismorresistente.....	63
2.1.7.2. Demanda sísmica según la Norma Peruana	64
2.1.7.3. Conversión de espectro de demanda sísmica a un formato ADRS .	65
2.1.8. Determinación del punto de desempeño	66
2.1.8.1. Procedimiento según ATC- 40.....	66
2.1.8.2. Procedimiento según FEMA 440	70
2.1.9. Comparación entre Norma E.030 2006 y E.030 2016	74
2.2. MARCO REFERENCIAL	78
2.3. MARCO CONTEXTUAL	81
2.3.1. Ubicación	81
2.3.2. Límites	82

2.3.3. Clima.....	83
2.3.4. Tipo de suelo	83
2.3.5. Descripción de la estructura	83
2.3.5.1. Módulo 01	83
2.3.5.2. Módulo 02.....	87
2.4. MARCO NORMATIVO.....	89

CAPÍTULO III: MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. PROPUESTA EXPERIMENTAL	104
3.2. METODOLOGÍA.....	104
3.3. POBLACIÓN MUESTRAL	105
3.4. TÉCNICAS, INSTRUMENTOS Y FUENTES PARA OBTENER LOS DATOS.....	105
3.5. MODELO ESTRUCTURAL.....	106
3.5.1. Consideraciones generales del modelado	106
3.5.2. Asignación de rótulas plásticas para el análisis Pushover.....	108
3.5.2.1. Asignación de rótulas plásticas en vigas	108
3.5.2.2. Asignación de rótulas plásticas en columnas	109
3.5.3. Aplicación del patrón de cargas para el análisis Pushover	109
3.5.3.1. Patrón de cargas gravitacionales.....	109
3.5.3.2. Patrón de cargas laterales	110
3.6. PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN.....	110

CAPÍTULO IV: RESULTADOS, DISCUSIÓN Y PROPUESTA

4.1. RESULTADOS	113
-----------------------	-----

4.1.1. Análisis Lineal.....	113
4.1.1.1. Módulo 1.....	115
4.1.1.2. Módulo 2.....	120
4.1.2. Análisis No Lineal.....	126
4.1.2.1. Modelo constitutivo del concreto.....	126
4.1.2.2. Modelo constitutivo del acero de refuerzo.....	128
4.1.2.3. Modelos no lineales de los elementos.....	129
4.1.2.4. Curva de capacidad.....	134
4.1.2.5. Rótulas plásticas y mecanismo de colapso.....	138
4.1.2.6. Espectros de demanda y capacidad.....	148
4.1.2.7. Nivel de desempeño sísmico.....	156
4.1.3. Estimación de daños mediante curvas de fragilidad.....	173
4.1.3.1. Modelo Estructural.....	173
4.1.3.2. Niveles de Daño.....	174
4.1.3.3. Curvas de fragilidad.....	176
4.2. DISCUSIÓN.....	204
4.2.1. Intervención estructural.....	204
4.2.2. Intervención no estructural y en contenido.....	206
4.2.3. Intervención funcional.....	206
4.3. PROPUESTA.....	207
4.3.1. Verificación del reforzamiento adoptado.....	209
4.3.1.1. Análisis estático y dinámico del módulo 2 con reforzamiento.....	209
4.3.1.2. Análisis estático no lineal PUSHOVER de la estructura reforzada.....	212
4.3.2. Planos del reforzamiento adoptado.....	214

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1.	CONCLUSIONES	218
5.2.	RECOMENDACIONES	222

CAPÍTULO VI: REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS Y VIRTUALES

6.1.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS Y VIRTUALES	225
------	--	-----

CAPÍTULO VII: ANEXOS

ANEXO N°1: Ensayo de Esclerometría.....	231
ANEXO N°2: Momento-Curvatura/Giro de elementos.....	237
ANEXO N°3: Diseño del reforzamiento adoptado	261
ANEXO N°4: Panel fotográfico.....	272
ANEXO N°5: Planos de edificaciones existentes	283

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 2.1. Diagrama del marco conceptual de la ingeniería basada en el desempeño.....	16
Figura 2.2. Niveles y rangos de desempeño para el edificio objetivo.....	27
Figura 2.3. Idealizaciones de la curva esfuerzo-deformación para el acero en tensión o compresión.....	35
Figura 2.4. Curvas de esfuerzo-deformación para el concreto confinado y sin confinar.....	36
Figura 2.5. Modelo de Whitney.....	37
Figura 2.6. Modelo de Hognestad.....	38
Figura 2.7. Modelo del CEB.....	38
Figura 2.8. Modelo de Kent y Park para concreto confinado por estribos.....	39
Figura 2.9. Modelo de Mander.....	40
Figura 2.10. Comportamiento de la curva carga-deflexión de un miembro a flexión.....	41
Figura 2.11. Curvatura de un elemento.....	41
Figura 2.12. Relaciones momento-curvatura para secciones de viga simplemente reforzadas.....	42
Figura 2.13. Zonas de alta demanda sísmica.....	43
Figura 2.14. Longitud plástica.....	44
Figura 2.15. Relación fuerza - deformación generalizada para elementos o componentes.....	45
Figura 2.16. Tipos de mecanismos de rótulas plásticas.....	47

Figura 2.17. Esquema de la técnica del Pushover.....	53
Figura 2.18. Curva de capacidad.....	54
Figura 2.19. Espectro de capacidad.....	56
Figura 2.20. Representación Bilineal del Espectro de capacidad.....	58
Figura 2.21. Derivación del amortiguamiento para reducción espectral.....	59
Figura 2.22. Derivación de energía disipada por amortiguamiento.....	60
Figura 2.23. Espectro de demanda.....	65
Figura 2.24. Conversión del Espectro de demanda a un formato ADRS.....	66
Figura 2.25. Superposición del Espectro de demanda y de capacidad en formato ADRS.....	67
Figura 2.26. Punto de prueba (api, dpi).....	68
Figura 2.27. Representación Bilineal del Espectro de capacidad.....	68
Figura 2.28. Intersección del punto (api, dpi).....	69
Figura 2.29. Falla por columna corta en edificios escolares tipo 780 pre NDSR- 1997.....	80
Figura 2.30. Ubicación del Departamento de Ancash en el Perú y ubicación de la Provincia del Santa en el Departamento de Ancash.....	82
Figura 2.31. Ubicación de la I.E. Augusto Salazar Bondy en la ciudad de Nuevo Chimbote.....	82
Figura 2.32. Vista frontal del pabellón “C” de la I.E. Augusto Salazar Bondy...	84
Figura 2.33. Vista lateral y posterior del pabellón “C” de la I.E. Augusto Salazar Bondy.....	84
Figura 2.34. Columnas para el Módulo 01.....	85

Figura 2.35. Placa para el Módulo 01.....	85
Figura 2.36. Vigas para el Módulo 01.....	85
Figura 2.37. Aligerado para el Módulo 01.....	85
Figura 2.38. Vista frontal del Módulo 02.....	87
Figura 2.39. Corredor del Módulo 02.....	87
Figura 2.40. Columnas para el Módulo 02.....	88
Figura 2.41. Vigas para el Módulo 02.....	88
Figura 2.42. Aligerado para el Módulo 02.....	88
Figura 3.1. Modelado de la estructura del módulo 1 en SAP 2000.....	107
Figura 3.2. Modelado de la estructura del módulo 2 en SAP 2000.....	107
Figura 4.1. Espectro de pseudoaceleraciones E.030 2006 en módulo 1.....	117
Figura 4.2. Espectro de pseudoaceleraciones E.030 2016 en módulo 1.....	118
Figura 4.3. Espectro de pseudoaceleraciones E.030 2006 en módulo 2.....	122
Figura 4.4. Espectro de pseudoaceleraciones E.030 2016 en módulo 2.....	122
Figura 4.5. Curva esfuerzo-deformación del concreto para la viga V 30X60 del módulo 1.....	127
Figura 4.6. Curva esfuerzo-deformación del concreto $f'c=143.50$ kg/cm ² para la viga V 25X45 del módulo 2.....	127
Figura 4.7. Curva esfuerzo-deformación del concreto $f'c=177.00$ kg/cm ² para la columna C 25X45 del módulo 2.....	128
Figura 4.8. Curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo grado 60 propuesto por Park y Paulay.....	129
Figura 4.9. Diagrama Momento-Curvatura de la viga V101-2.....	130

Figura 4.10. Diagrama Momento-Curvatura de la columna C-1.....	131
Figura 4.11. Idealización del diagrama Momento-Giro generado para la sección 2 de la viga V101.....	133
Figura 4.12. Idealización del diagrama Momento-Giro generado para la columna C1.....	133
Figura 4.13. Curva de capacidad correspondiente al módulo 1 del Pabellón C.....	135
Figura 4.14. Curva de capacidad correspondiente al módulo 2 del Pabellón C.....	136
Figura 4.15. Proceso inicial de generación de rótulas plásticas en el Módulo 1.....	139
Figura 4.16. Proceso final de generación de rótulas plásticas en el Módulo 1.....	139
Figura 4.17. Proceso final de generación de rótulas plásticas en pórtico longitudinal principal.....	140
Figura 4.18. Proceso inicial de generación de rótulas plásticas en el Módulo 2.....	141
Figura 4.19. Proceso final de generación de rótulas plásticas en el Módulo 2.....	141
Figura 4.20. Proceso final de generación de rótulas plásticas en pórtico longitudinal principal.....	142
Figura 4.21. Modelo adoptado de la tabiquería posterior como puntal tipo biela.....	143
Figura 4.22. Modelo del tabique de albañilería como diagonal equivalente...	144
Figura 4.23. Vista posterior del edificio en el mecanismo de falla por columna corta.....	144

Figura 4.24. Mecanismo de falla por columna corta del pórtico posterior.....	145
Figura 4.25. Diagrama de carga axial en la diagonal equivalente de albañilería debido a carga sísmica.....	147
Figura 4.26. Curva de capacidad del módulo 1.....	149
Figura 4.27. Espectro de capacidad a partir de la curva de capacidad en el módulo 1.....	150
Figura 4.28. Curva de capacidad del módulo 2.....	151
Figura 4.29. Espectro de capacidad a partir de la curva de capacidad en el módulo 2.....	152
Figura 4.30. Espectro de desplazamientos con la norma E.030 2006.....	153
Figura 4.31. Espectro de desplazamientos con la norma E.030 2016.....	153
Figura 4.32. Espectro de demanda con la norma E.030 2006.....	156
Figura 4.33. Espectro de demanda según la norma E.030 2016.....	156
Figura 4.34. Niveles de demanda sísmica para la obtención del punto de desempeño mediante la metodología de Espectro Capacidad – Demanda y Linearización Equivalente.....	157
Figura 4.35. Sectorización de la curva de capacidad.....	160
Figura 4.36. Ubicación de los puntos de desempeño en la curva de capacidad sectorizada.....	161
Figura 4.37. Objetivos de desempeño alcanzados por la estructura considerando los niveles de demanda E.030 2006.....	162
Figura 4.38. Ubicación de los puntos de desempeño en la curva de capacidad sectorizada.....	164

Figura 4.39. Objetivos de desempeño alcanzados por la estructura considerando los niveles de demanda E.030 2016.....	165
Figura 4.40. Ubicación de los puntos de desempeño en la curva de capacidad sectorizada.....	168
Figura 4.41. Objetivos de desempeño alcanzados por la estructura considerando los niveles de demanda E.030 2006.....	169
Figura 4.42. Ubicación de los puntos de desempeño en la curva de capacidad sectorizada.....	171
Figura 4.43. Objetivos de desempeño alcanzados por la estructura considerando los niveles de demanda E.030 2016.....	172
Figura 4.44. Curvas de fragilidad y daños estructurales asociados al sismo ocasional.....	179
Figura 4.45. Curvas de fragilidad y daños no estructurales asociados al sismo ocasional.....	179
Figura 4.46. Curvas de fragilidad y daños en contenido asociados al sismo ocasional.....	180
Figura 4.47. Niveles de daño estructural, no estructural y en contenido alcanzado para un sismo ocasional.....	180
Figura 4.48. Curvas de fragilidad y daños estructurales asociados al sismo raro.....	181
Figura 4.49. Curvas de fragilidad y daños no estructurales asociados al sismo raro.....	182
Figura 4.50. Curvas de fragilidad y daños en contenido asociados al sismo raro.....	182
Figura 4.51. Niveles de daño estructural, no estructural y en contenido alcanzado para un sismo raro.....	183

Figura 4.52. Curvas de fragilidad y daños estructurales asociados al sismo muy raro.....	184
Figura 4.53. Curvas de fragilidad y daños no estructurales asociados al sismo muy raro.....	184
Figura 4.54. Curvas de fragilidad y daños en contenido asociados al sismo muy raro.....	185
Figura 4.55. Niveles de daño estructural, no estructural y en contenido alcanzado para un sismo muy raro.....	185
Figura 4.56. Curvas de fragilidad y daños estructurales asociados al sismo ocasional.....	187
Figura 4.57. Curvas de fragilidad y daños no estructurales asociados al sismo ocasional.....	188
Figura 4.58. Curvas de fragilidad y daños en contenido asociados al sismo ocasional.....	188
Figura 4.59. Niveles de daño estructural, no estructural y en contenido alcanzado para un sismo ocasional.....	189
Figura 4.60. Curvas de fragilidad y daños estructurales asociados al sismo raro.....	190
Figura 4.61. Curvas de fragilidad y daños no estructurales asociados al sismo raro.....	190
Figura 4.62. Curvas de fragilidad y daños en contenido asociados al sismo raro.....	191
Figura 4.63. Niveles de daño estructural, no estructural y en contenido alcanzado para un sismo raro.....	191
Figura 4.64. Curvas de fragilidad y daños estructurales asociados al sismo muy raro.....	192

Figura 4.65. Curvas de fragilidad y daños no estructurales asociados al sismo muy raro.....	193
Figura 4.66. Curvas de fragilidad y daños en contenido asociados al sismo muy raro.....	193
Figura 4.67. Niveles de daño estructural, no estructural y en contenido alcanzado para un sismo muy raro.....	194
Figura 4.68. Curvas de fragilidad y daños estructurales asociados al sismo ocasional.....	195
Figura 4.69. Curvas de fragilidad y daños no estructurales asociados al sismo ocasional.....	196
Figura 4.70. Curvas de fragilidad y daños en contenido asociados al sismo ocasional.....	196
Figura 4.71. Niveles de daño estructural, no estructural y en contenido alcanzado para un sismo ocasional.....	197
Figura 4.72. Curvas de fragilidad y daños estructurales asociados al sismo raro.....	198
Figura 4.73. Curvas de fragilidad y daños no estructurales asociados al sismo raro.....	198
Figura 4.74. Curvas de fragilidad y daños en contenido asociados al sismo raro.....	199
Figura 4.75. Niveles de daño estructural, no estructural y en contenido alcanzado para un sismo raro.....	199
Figura 4.76. Curvas de fragilidad y daños estructurales asociados al sismo muy raro.....	201
Figura 4.77. Curvas de fragilidad y daños no estructurales asociados al sismo muy raro.....	201

Figura 4.78. Curvas de fragilidad y daños en contenido asociados al sismo muy raro.....	202
Figura 4.79. Niveles de daño estructural, no estructural y en contenido alcanzado para un sismo muy raro.....	202
Figura 4.80. Vista en planta de la estructura del módulo 2 modelada en ETABS 2016.....	209
Figura 4.81. Vista en 3D de la estructura del módulo 2 modelada en ETABS 2016.....	210
Figura 4.82. Modelado de la estructura reforzada del módulo 2 en SAP 2000.....	212
Figura 4.83. Proceso inicial de generación de rótulas plásticas en el módulo reforzado.....	213
Figura 4.84. Proceso final de generación de rótulas plásticas en el módulo reforzado.....	213
Figura 7.1. Esclerómetro utilizado para el ensayo.....	231
Figura 7.2. Cuadrícula utilizada para el ensayo esclerométrico.....	232
Figura 7.3. Ábaco utilizado para el ensayo esclerométrico.....	233
Figura 7.4. Posicionamiento del esclerómetro para el ensayo.....	234

ÍNDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 2.1. Niveles de demanda sísmica según Visión 2000.....	19
Tabla 2.2. Objetivos de desempeño sísmico recomendado para estructuras...20	20
Tabla 2.3. Niveles de desempeño estructural según ATC 40.....22	22
Tabla 2.4. Niveles de desempeño estructural según FEMA 356.....27	27
Tabla 2.5. Niveles de demanda sísmica según FEMA 356.....28	28
Tabla 2.6. Rangos de objetivos de rehabilitación que pueden ser seleccionados.....	29
Tabla 2.7. Valores del factor modificador del amortiguamiento k.....62	62
Tabla 2.8. Valores mínimos requeridos para SRA y SRv.....62	62
Tabla 2.9. Factores de zona según norma E.030 2006 y norma E.030 2016...74	74
Tabla 2.10. Factores de suelo según norma E.030 2006.....75	75
Tabla 2.11. Factores de suelo según norma E.030 2016.....75	75
Tabla 2.12. Desplazamientos laterales admisibles según norma E.030 2016..77	77
Tabla 2.13. Densidad de ocupantes para diferentes horarios en edificaciones esenciales.....	78
Tabla 2.14. Desempeño Sísmico de un edificio 780 pre para cada sismo de diseño.....	80
Tabla 2.15. Valores del factor modificador del amortiguamiento k.....90	90
Tabla 2.16. Factores de Zona E.030 2006.....90	90
Tabla 2.17. Características y tipos de suelo E.030 2006.....91	91
Tabla 2.18. Factores de suelo E.030 2006.....91	91

Tabla 2.19. Sistemas estructurales y coeficiente de reducción R E.030 2006.91	
Tabla 2.20. Derivas Límites permisibles E.030 2006.....	92
Tabla 2.21. Factores de zona E.030 2016.....	92
Tabla 2.22. Características y tipos de suelo E.030 2016.....	92
Tabla 2.23. Parámetros de sitio (S, T_P y T_L) E.030 2016.....	93
Tabla 2.24. Sistemas estructurales y coeficiente de reducción R_0 E.030 2016.....	93
Tabla 2.25. Derivas Límites permisibles E.030 2016.....	94
Tabla 2.26. Valores de rigidez efectiva de elementos en estructuras existentes.....	94
Tabla 2.27. Parámetros de modelado y valores de aceptación en la idealización del momento – giro de vigas.....	95
Tabla 2.28. Parámetros de modelado y valores de aceptación en la idealización del momento – giro de columnas.....	96
Tabla 2.29. Parámetros de modelado y valores de aceptación en la idealización del momento – giro de los nudos.....	97
Tabla 2.30. Coeficientes utilizados para determinar el Amortiguamiento efectivo.....	98
Tabla 2.31. Coeficientes utilizados para determinar el Periodo efectivo.....	98
Tabla 2.32. Tipos de edificios aporricados utilizados para determinar las curvas de fragilidad.....	98
Tabla 2.33. Derivas típicas usadas para definir los valores medios de daño estructural.....	99

Tabla 2.34. Parámetros utilizados para calcular el daño estructural según el tipo de edificio.....	99
Tabla 2.35. Parámetros utilizados para calcular el daño no estructural según el tipo de edificio.....	100
Tabla 2.36. Parámetros utilizados para calcular el daño en contenido según el tipo de edificio.....	101
Tabla 2.37. Objetivos de desempeño sísmico recomendado para estructuras.....	102
Tabla 4.1. Carga muerta considerada.....	114
Tabla 4.2. Carga viva considerada.....	114
Tabla 4.3. Carga muerta de tabiquería.....	114
Tabla 4.4. Parámetros normativos E.030 2006 y E.030 2016 en módulo 1....	115
Tabla 4.5. Cortantes tomados por muros y pórticos en módulo 1.....	116
Tabla 4.6. Derivas de entrepiso del módulo 1 en la dirección X, resultado del análisis estático.....	118
Tabla 4.7. Derivas de entrepiso del módulo 1 en la dirección X, resultado del análisis dinámico.....	119
Tabla 4.8. Derivas de entrepiso del módulo 1 en la dirección Y, resultado del análisis estático y dinámico con la norma E.030 2016.....	120
Tabla 4.9. Parámetros normativos E.030 2006 y E.030 2016 en módulo 2....	121
Tabla 4.10. Derivas de entrepiso del módulo 2 en la dirección X, resultado del análisis estático.....	123
Tabla 4.11. Derivas de entrepiso del módulo 2 en la dirección X, resultado del análisis dinámico.....	123

Tabla 4.12. Derivas de entrepiso del módulo 2 en la dirección Y, resultado del análisis estático.....	124
Tabla 4.13. Derivas de entrepiso del módulo 2 en la dirección Y, resultado del análisis dinámico.....	125
Tabla 4.14. Puntos notables del diagrama Momento - Giro de la viga V101-2.....	132
Tabla 4.15. Puntos notables del diagrama Momento - Giro de la columna C-1.....	132
Tabla 4.16. Patrón de cargas correspondientes al primer modo de vibración del módulo 1.....	134
Tabla 4.17 .Patrón de cargas correspondientes al primer modo de vibración del módulo 2.....	135
Tabla 4.18. Puntos de interés obtenidos a partir de la curva de capacidad del módulo 1.....	136
Tabla 4.19. Puntos de interés obtenidos a partir de la curva de capacidad del módulo 2.....	137
Tabla 4.20. Fuerza axial actuante en los paños de albañilería debido a carga sísmica.....	147
Tabla 4.21. Parámetros modales para el módulo 1.....	148
Tabla 4.22. Valores del espectro de capacidad para el módulo 1.....	149
Tabla 4.23. Parámetros modales para el módulo 2.....	150
Tabla 4.24. Valores del espectro de capacidad para el módulo 2.....	151
Tabla 4.25. Aceleraciones (g) utilizadas para la costa peruana.....	156

Tabla 4.26. Ultima iteración para el cálculo del desempeño ante un sismo raro mediante el método del ESPECTRO CAPACIDAD – DEMANDA – E.030 2006.....	158
Tabla 4.27. Ultima iteración para el cálculo del desempeño ante un sismo raro mediante el método de LINEARIZACIÓN EQUIVALENTE – E.030 2006.....	159
Tabla 4.28. Nivel de desempeño sísmico alcanzado para los niveles de demanda ocasional, raro y muy raro según la norma técnica E.030 2006.....	160
Tabla 4.29. Sectorización de la curva de capacidad según el método de la representación bilineal.....	161
Tabla 4.30. Ultima iteración para el cálculo del desempeño ante un sismo raro mediante el método del ESPECTRO CAPACIDAD – DEMANDA – E.030 2016.....	162
Tabla 4.31. Ultima iteración para el cálculo del desempeño ante un sismo raro mediante el método de LINEARIZACIÓN EQUIVALENTE – E.030 2016.....	163
Tabla 4.32. Nivel de desempeño sísmico alcanzado para los niveles de demanda ocasional, raro y muy raro según la norma técnica E.030 2016.....	164
Tabla 4.33. Ultima iteración para el cálculo del desempeño ante un sismo raro mediante el método del ESPECTRO CAPACIDAD – DEMANDA – E.030 2006.....	166
Tabla 4.34. Ultima iteración para el cálculo del desempeño ante un sismo raro mediante el método de LINEARIZACIÓN EQUIVALENTE – E.030 2006.....	167

Tabla 4.35. Nivel de desempeño sísmico alcanzado para los niveles de demanda ocasional, raro y muy raro según la norma técnica E.030 2006.....	167
Tabla 4.36. Sectorización de la curva de capacidad según el método de la representación bilineal.....	168
Tabla 4.37. Ultima iteración para el cálculo del desempeño ante un sismo raro mediante el método del ESPECTRO CAPACIDAD – DEMANDA – E.030 2016.....	170
Tabla 4.38. Ultima iteración para el cálculo del desempeño ante un sismo raro mediante el método de LINEARIZACIÓN EQUIVALENTE – E.030 2016.....	170
Tabla 4.39. Nivel de desempeño sísmico alcanzado para los niveles de demanda ocasional, raro y muy raro según la norma técnica E.030 2016.....	171
Tabla 4.40. Tipos de modelos estructurales para edificios según HAZUS – MH 2.1.....	174
Tabla 4.41. Daños Estructurales en Edificios según HAZUS.....	174
Tabla 4.42. Daños No Estructurales en Edificios según HAZUS.....	175
Tabla 4.43. Daños No Estructurales en Edificios según HAZUS.....	175
Tabla 4.44. Valores límites de deriva en el nivel de daño para estructuras, según HAZUS.....	176
Tabla 4.45. Derivas de entrepiso resultado del análisis estático de los módulos 1 y 2.....	176
Tabla 4.46. Desplazamiento espectral medio (plg) y desviación estándar del logaritmo natural β_{ds} para un nivel de diseño alto.....	178

Tabla 4.47. Valores de aceleración y desplazamiento espectral asociado al desempeño de la estructura para cada nivel de demanda sísmica	178
Tabla 4.48. Porcentajes de daño estructural, no estructural y de contenido asociados al sismo ocasional.....	181
Tabla 4.49. Porcentajes de daño estructural, no estructural y de contenido asociados al sismo raro.....	183
Tabla 4.50. Porcentajes de daño estructural, no estructural y de contenido asociados al sismo muy raro.....	186
Tabla 4.51. Valores de aceleración y desplazamiento espectral asociado al desempeño de la estructura para cada nivel de demanda sísmica	187
Tabla 4.52. Porcentajes de daño estructural, no estructural y de contenido asociados al sismo ocasional.....	189
Tabla 4.53. Porcentajes de daño estructural, no estructural y de contenido asociados al sismo raro.....	192
Tabla 4.54. Porcentajes de daño estructural, no estructural y de contenido asociados al sismo muy raro.....	194
Tabla 4.55. Valores de aceleración y desplazamiento espectral asociado al desempeño de la estructura para cada nivel de demanda sísmica.....	195
Tabla 4.56. Porcentajes de daño estructural, no estructural y de contenido asociados al sismo ocasional.....	197
Tabla 4.57. Porcentajes de daño estructural, no estructural y de contenido asociados al sismo raro.....	200
Tabla 4.58. Porcentajes de daño estructural, no estructural y de contenido asociados al sismo muy raro.....	203

Tabla 4.59. Derivas de entrepiso del módulo 2 en la dirección X, resultado del análisis estático.....	210
Tabla 4.60. Derivas de entrepiso del módulo 2 en la dirección X, resultado del análisis dinámico.....	211

RESUMEN

La presente investigación tiene como objeto comparar el desempeño sísmico de dos módulos del Pabellón “C” de la I. E. Augusto Salazar Bondy con los objetivos de desempeño esperados, que identifiquen la necesidad de reforzamiento estructural, utilizando para ello los niveles de amenaza obtenidos a partir de los parámetros de la Norma Técnica E.030 – 2006 y E.030 – 2016 vigente. Por lo que se han analizado ambas estructuras en ETABS y SAP 2000 aplicando la metodología del Análisis Estático no Lineal (PUSHOVER), resultando en relación a los objetivos de desempeño recomendados para edificaciones esenciales según VISION 2000, un desempeño óptimo para el primer módulo y un desempeño inaceptable para el segundo, proponiéndose una medida de reforzamiento para éste último que mejore su comportamiento en el rango inelástico.

ABSTRACT

The objective of this research is to compare the seismic performance of two modules of Pabellon "C" of the I. E. Augusto Salazar Bondy with the expected performance objectives, which identifies the need for structural reinforcement, using for that, the hazard levels obtained from the Norma Tecnica E.030 - 2006 and E.030 - 2016. So that have both structures been analyzed in ETABS and SAP 2000 applying the methodology of Static Nonlinear Analysis (PUSHOVER), resulting in relation to performance objectives for essential buildings according to VISION 2000, optimal performance for the first module and unacceptable performance for the second, proposing a measure of reinforcement for the latter that improves its behavior in the inelastic range.

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. ANTECEDENTES

A través de la historia, las teorías de diseño sismorresistente han implantado la filosofía del diseño de estructuras considerando un solo nivel de demanda sísmica para el cual la edificación no debería colapsar. Sismos como los de México, 19/09/1985; Loma Prieta-USA, 17/10/1989; Northridge-USA, 17/01/1994; Kobe-Japón, 17/01/1995; UmbriaMarche-Italia, 26/09/1997 y 14/10/1997, en donde muchas estructuras que no colapsaron tuvieron cuantiosas pérdidas económicas mucho mayores a las esperadas, han demostrado la necesidad de contar con definiciones de objetivos de desempeño ante demandas de diferente intensidad y no sólo ante la de diseño.

Las primeras nociones de diseño por desempeño fueron introducidas en Nueva Zelanda por Park y Paulay (1975) a partir de los principios de diseño por capacidad, la cual considera que un incremento en la resistencia global de una estructura no necesariamente garantiza la seguridad y reducción de daños. Es más importante la distribución de la resistencia a lo largo de toda la estructura que el valor global del cortante basal de diseño (Bonnett, 2003).

La comunidad científica estadounidense, Bertero de la Universidad Berkeley, la Agencia Federal de Administración de Emergencias (FEMA) y demás asociaciones relacionadas con la seguridad y salvaguarda de la población norteamericana, han hecho grandes aportaciones en materia de diseño sísmico y específicamente el diseño basado en el desempeño.

Además de ello, han alentado y contribuido con los códigos de otros países, lo que ha permitido que esta tendencia evolucione de forma paralela.

Las últimas investigaciones y propuestas se han centrado en la incorporación explícita de la demanda de desplazamiento o punto de desempeño y las características de respuesta inelástica, incluyendo el daño acumulado en el procedimiento de diseño. Estos procedimientos, en primer lugar, deben dar una estimación adecuada del desempeño en términos de rigidez estructural, resistencia, ductilidad y disipación de energía y, en segundo lugar, no han de ser más complicados de lo necesario, teniendo en cuenta las incertidumbres relacionados con los datos de entrada (Bonnett, 2003).

En 1964, nace en Perú el primer proyecto de Norma Peruana de Diseño Sismorresistente, basada en la normativa de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC), estableciéndose en 1970 la Primera Norma Peruana de nivel nacional, que luego se modifica en una Segunda publicación del año 1977, y posteriormente para mejorar el comportamiento sísmico y corregir deficiencias de flexibilidad evidenciadas durante el terremoto de Nazca (1996) surge la Tercera publicación del año 1997. Todas ellas, incluyendo la norma vigente establecen implícitamente el objetivo de desempeño de Seguridad de Vida, que según la filosofía de diseño sismorresistente, la estructura no debería colapsar ante un movimiento sísmico calificado como severo. Sin embargo, se desconoce el comportamiento estructural y no

estructural para otros niveles de amenaza sísmica que podrían ocasionar pérdidas económicas significativas.

La mayoría de centros educativos en el Perú sometidos a acciones sísmicas importantes como los de Nazca (12/11/96), Huaraz (31/05/70), Lima (17/10/66), Lima (03/10/74), Arequipa (16/02/79); cumplieron con el objetivo de seguridad de vida al no colapsar. Sin embargo, gran parte de ellos sufrieron daños estructurales irreparables y difíciles de costear que no permitieron su ocupación inmediata. Además, se tuvieron fallas importantes en elementos no estructurales, los cuales presentaron daños como roturas de tabiques, vidrios y fallas de alféizares que representaban un riesgo para sus ocupantes. (Daniel Quiun, Ángel San Bartolomé, Daniel Torrealva y Luis Zegarra, 2007).

En un estudio realizado por el INADUR, CEREN y PNUD (2000), sobre el peligro sísmico de la ciudad de Chimbote y Nuevo Chimbote se identifica a esta última como ubicada en una zona entre PELIGROSA y ALTAMENTE PELIGROSA, que advierte del riesgo latente de las estructuras que no cumplan los parámetros reglamentarios establecidos en las Normas.

En la investigación de Cerna (2008) acerca de la vulnerabilidad sísmica de la I. E. Augusto Salazar Bondy se indica la presencia de problemas de excentricidad y columna corta en módulos con la misma configuración estructural que los analizados en la presente investigación, permitiendo predecir un desempeño sísmico no óptimo de éstos ante los diferentes

niveles de amenaza sísmica a los que puedan verse expuestos y los posibles daños que pongan en riesgo la seguridad de sus ocupantes y afecten la funcionalidad de la estructura al impedir su inmediata ocupación.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

Ante la probabilidad de ocurrencia de un sismo de gran magnitud en el Perú debido a lagunas sísmicas en la zona norte del país, es necesario analizar la condición en la que se encuentran las edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo, pues ellas servirían como refugio ante un desastre sísmico.

Durante los últimos años se han producido modificaciones en la norma de diseño sismorresistente E-030 para mejorar la rigidez lateral de las estructuras, entre ellas, la infraestructura educativa, que han mejorado el comportamiento del objetivo de diseño, pero ha quedado incierto los niveles de daño no estructurales y de bienes que permita estimar las pérdidas económicas directas ante un terremoto.

La información sobre cómo se desempeñarán los módulos analizados de la I.E. Augusto Salazar Bondy ante eventos sísmicos es insuficiente, por eso es necesario utilizar una metodología de análisis que permita estimar la respuesta estructural durante sus incursiones inelásticas.

¿Cuál es el desempeño sísmico del pabellón “C” de la I.E. Augusto Salazar Bondy para diferentes niveles de amenaza sísmica, que comparado con el nivel de comportamiento esperado permita identificar la necesidad de reforzamiento estructural y con ello mitigar los posibles daños?

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. Objetivo General

Comparar el desempeño sísmico de los módulos del Pabellón “C” de la I. E. Augusto Salazar Bondy, con los objetivos de desempeño esperados que identifiquen la necesidad de reforzamiento estructural, utilizando los niveles de amenaza obtenidos a partir de los parámetros de la Norma Técnica E.030 – 2006 y E.030 – 2016.

1.3.2. Objetivos Específicos

- ❖ Obtener resultados del análisis estático y dinámico de los módulos considerando la normativa Sismorresistente E.030 – 2006 y E.030 – 2016.
- ❖ Determinar el desempeño sísmico de los módulos que pertenecen al Pabellón “C” de la I. E Augusto Salazar Bondy
- ❖ Proponer alguna alternativa de reforzamiento según el desempeño sísmico obtenido.

1.4. FORMULACIÓN DE LA HIPÓTESIS

Los Módulos 1 y 2 pertenecientes al Pabellón “C” de la I. E. Augusto Salazar Bondy presentan un Desempeño Sísmico deficiente, por lo que es necesario reforzarlos estructuralmente para mejorar su comportamiento ante diferentes niveles de demanda sísmica.

1.5. JUSTIFICACIÓN

El análisis y determinación del desempeño permitirá conocer de forma más objetiva las incursiones de la estructura en el rango inelástico, las derivas máximas de entrepiso antes del colapso y mecanismos de falla.

Teniendo una idea clara de cómo se comportarán las estructuras que se pretenden analizar, se pueden hacer propuestas de reforzamiento que permitan minimizar los costos de reparación post evento sísmico.

Además, el estudio y la propuesta también podrán aplicarse a otros edificios educativos de similares características y con los mismos parámetros utilizados en esta investigación, que permita reducir su vulnerabilidad.

Finalmente, servirá como antecedente para incorporar el Análisis por Desempeño en nuestra actual Normativa Sismorresistente como una alternativa adicional para el análisis sísmico de edificaciones, a parte de los ya existentes (Estático y Dinámico Lineal).

1.6. LIMITACIONES DEL TRABAJO

El ensayo de esclerometría no se ejecutó completamente sobre los elementos del módulo 1, ya que no se obtuvo el permiso de parte de las autoridades de la institución educativa. Para éste, se realizaron los ensayos sobre el tarrajeo, obteniéndose valores de resistencia no confiables que limitó a usar las resistencias del concreto establecidos en los planos del expediente técnico.

1.7. VARIABLES

1.7.1. Variable Dependiente

Desempeño sísmico de los módulos del Pabellón “C” de la I.E. Augusto Salazar Bondy.

1.7.2. Variables Independientes

- Configuración Estructural
- Propiedades de los materiales
- Niveles de demanda sísmica

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. MARCO CONCEPTUAL

2.1.1. Definiciones Generales

Amortiguamiento: Capacidad de disipar energía cinética mediante deformaciones inelásticas.

Análisis Dinámico: Método de análisis lineal que es aplicable para todo tipo de estructuras, en la que se considera a éste como un sistema de múltiples grados de libertad (MGDL).

Análisis Estático: Método de análisis lineal que se limita al estudio de estructuras regulares y de poca altura, considerando a éstas como un sistema de 1 grado de libertad (1GDL).

Análisis Estático no Lineal: Método de análisis no lineal que describe de forma más real el comportamiento de una estructura cuando se ve sometida a acciones sísmicas que la lleven al rango inelástico.

Análisis Lineal: Análisis que engloba los métodos estático y dinámico lineal y que se utiliza para determinar la vulnerabilidad sísmica, con ciertas limitaciones.

Análisis No Lineal: Análisis que engloba los métodos estático y dinámico no lineal y que se utiliza para determinar la vulnerabilidad con un alto nivel de certeza.

Carga monotónica: Distribución de cargas de forma incremental y en un solo sentido hasta llevar a la estructura al colapso, utilizada para obtener la curva de capacidad.

Concreto confinado: Concreto con elementos de confinamiento (estribos o hélices) que cumplen el rol de otorgar ductilidad y en algunos casos mayor capacidad cuando el concreto ha llegado a su máxima resistencia a la compresión.

Concreto sin confinar: Concreto sin elementos de confinamiento, con un comportamiento frágil y sin la posibilidad de sobrepasar su capacidad de resistencia a la compresión.

Curva de Capacidad: Curva que relaciona el desplazamiento en el techo del último nivel de la edificación, con el cortante basal (fuerza sísmica) que lo origina, y que es obtenido luego de llevar la estructura hasta el colapso mediante un incremento progresivo y de forma monotónica de las fuerzas en la altura del edificio.

Demanda Sísmica: Nivel de amenaza sísmica originada por la liberación súbita de energía en forma de ondas en la interfase de las placas tectónicas o las fallas geológicas.

Desempeño Sísmico: Comportamiento de una estructura ante los diferentes niveles de demanda sísmica considerados y tomando en cuenta sus incursiones inelásticas.

Deriva de entrepiso: Valor obtenido de relacionar el desplazamiento relativo de un entrepiso (respecto al del nivel inferior) con su correspondiente altura. Existiendo valores máximos permisibles según el tipo de sistema constructivo en la normativa de Diseño Sismorresistente E.030.

Ductilidad: Capacidad de admitir elevadas deformaciones más allá del rango elástico antes de producirse la falla por rotura.

Elemento de concreto armado: Elemento viga, columna o placa, compuesto predominantemente por concreto y acero de refuerzo, y que cumple las condiciones mínimas de armado.

Ensayo esclerométrico: Ensayo que consiste en obtener un índice de rebote a partir del impacto del esclerómetro en forma perpendicular sobre el elemento que se desea analizar.

Esclerómetro: Equipo utilizado para determinar mediante ensayos no destructivos, la resistencia a la compresión superficial de concreto endurecido, a través de la energía de impacto.

Espectro de capacidad: Gráfico obtenido luego de convertir la curva de capacidad en formato $V_s - D_t$ (Cortante basal – Desplazamiento en el techo del último nivel) a un formato ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectrum), a partir de las propiedades modales de la estructura.

Espectro de demanda: Gráfico obtenido al llevar la demanda normativa en formato $S_a - T$ (Pseudoaceleración – Periodo) a un formato ADRS.

Fragilidad: Nula o reducida capacidad de deformación más allá del rango elástico, lo que origina una falla por rotura súbita una vez alcanzado la capacidad resistente.

Longitud plástica: Longitud idealizada del elemento en donde se asume que se formará la rótula plástica, considerándose a ésta como el 40 o 50% del peralte total.

Movimiento sísmico de diseño: Nivel de demanda sísmica (frecuente, ocasional, raro o muy raro) utilizado para el análisis, diseño y Análisis por Desempeño.

Nivel de desempeño: Estado que describe el nivel máximo de daños en una edificación y su posibilidad de ocupación luego de un evento sísmico.

Objetivo de desempeño: Objetivo que resulta luego de relacionar el máximo Movimiento Sísmico de Diseño al cual pueda verse sometida la estructura, con su correspondiente Nivel de Desempeño.

Periodo fundamental: Periodo correspondiente a la mayor participación de masa y que en estructuras regulares corresponde generalmente al primer periodo o periodo más alto.

Periodo de retorno: Intervalo de recurrencia de un nivel de sismo que depende de la probabilidad de excedencia y el tiempo de exposición.

Probabilidad de excedencia: Probabilidad de que un nivel de sismo sea excedido en un periodo de tiempo.

Punto de desempeño: Punto obtenido luego del Análisis por Desempeño a partir de la intersección del espectro de capacidad y del

espectro de demanda reducido, llevados al mismo formato y superpuestos en una misma gráfica.

Rango elástico: Zona dentro de la curva de capacidad donde los esfuerzos generados por la acción sísmica no generan deformaciones permanentes.

Rango inelástico: Zona dentro de la curva de capacidad más allá del rango elástico, donde las deformaciones ocasionadas por la acción sísmica son permanentes.

Reforzamiento: Intervención a un elemento o a una o varias porciones que componen el sistema resistente a cargas laterales en una edificación, para incrementar su capacidad resistente o ductilidad.

Rigidez: Capacidad de resistencia de un elemento estructural, a la deformación por flexión, que depende de la dimensión otorgada a éste en la dirección de análisis.

Rótula plástica: Zona de un elemento (viga, columna o placa) donde se prevé que se concentrarán los esfuerzos generados por la acción sísmica. Estas zonas se consideran ubicadas cerca a los nudos.

Vulnerabilidad sísmica: Condición intrínseca o propia de la estructura para resistir la amenaza a la que pueda verse sometida en el lugar de emplazamiento durante su vida útil.

2.1.2. Diseño y evaluación de estructuras basadas en el desempeño sísmico

2.1.2.1. Generalidades

El diseño y evaluación de estructuras existentes basadas en el concepto de desempeño sísmico va más allá de verificar que la estructura no colapse o cumpla los requisitos mínimos establecidos en los códigos de diseño sismorresistente. Esta metodología se encarga de predecir los daños a nivel estructural, no estructural y el proceso o mecanismo de falla global que permita determinar si se cuenta con el comportamiento confiable no menor que el esperado de acuerdo a los códigos de diseño tradicionales. Y más importante aún, permite identificar fuentes y posibles focos de concentración de daño, para que puedan adelantarse tareas de reforzamiento y rehabilitación.

El análisis por desempeño es considerado un **método de análisis detallado** para determinar la **vulnerabilidad sísmica**, debido a que sólo es aplicable para la evaluación de estructuras individuales, ya que involucran análisis y modelos más refinados que no son adecuados para evaluar escenarios sísmicos.

La ingeniería sísmica basada en el desempeño es un proceso que comienza con el planteamiento inicial de un proyecto y termina cuando la estructura deja de existir. Este proceso incluye: la selección de los objetivos de desempeño, la determinación de la conveniencia del sitio, el diseño conceptual, el diseño preliminar, el diseño final, los chequeos de aceptabilidad durante el diseño, la revisión del diseño, el

control de calidad durante la construcción, y el mantenimiento durante la vida de la estructura. Cada paso es crítico para el proceso y el éxito del diseño y debe ser dirigido hacia niveles aceptables consistentes con el objetivo de desempeño seleccionado (Bonett, 2003).

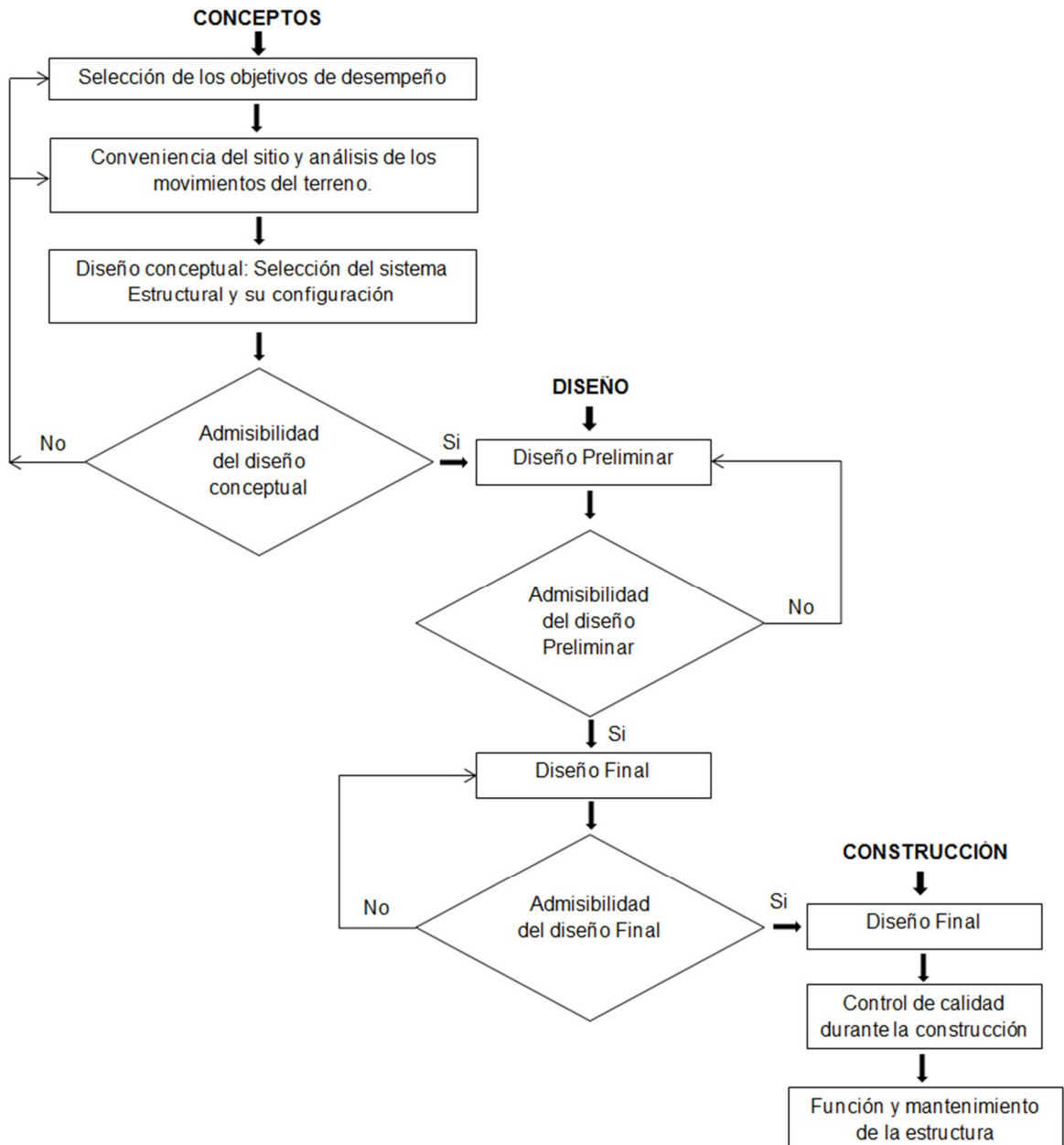


Figura 2.1. Diagrama del marco conceptual de la ingeniería basada en el desempeño
 FUENTE: SEAOC Visión 2000 Committee, 1995

2.1.2.2. Desempeño sísmico estructural

Las primeras guías de diseño por desempeño nacieron como criterios de evaluación para estructuras existentes. Posteriormente, esta metodología se ha ido adaptando para la verificación y diseño de estructuras nuevas. Aunque su origen se remonta hace más de 20 años, la mayoría de normativas actuales aún no la han incluido en el diseño de sus estructuras.

Su origen se atribuye a las primeras publicaciones hechas por la Asociación de Ingenieros Estructurales de California, a través del comité VISIÓN 2000 (SEAOC-1995). Años más tarde, los procedimientos para introducir este concepto fueron definidos a través de dos códigos, el ATC 40 (1996) y FEMA 273 (1997), este último ha tenido diversas actualizaciones como el FEMA 356 (2000), FEMA 440 (2005) y FEMA 440A (2009). Actualmente se cuenta con un procedimiento que está normado en el código estadounidense, el ASCE 41-13. Este es el utilizado por los diversos software de análisis no lineal y que reúne las últimas investigaciones realizadas por las diversas publicaciones FEMA.

2.1.2.2.1. Propuesta de VISIÓN 2000 (SEAOC)

A. Niveles de desempeño

- **Totalmente Operacional:** No ocurren esencialmente daños, la edificación permanece completamente segura y en general no se requieren reparaciones.

- **Operacional:** Se presentan daños moderados en los elementos no estructurales, el contenido de la edificación y daños leves a nivel estructural. La edificación puede ser ocupada inmediatamente después del sismo. En general se requieren reparaciones menores.
- **Seguridad:** Ocurren daños moderados en elementos estructurales, no estructurales y de contenido. La rigidez y capacidad resistente se ven reducidas, sin embargo aún permanece un margen de seguridad frente al colapso. Los daños producidos pueden impedir la inmediata ocupación después del sismo.
- **Próximo al colapso:** La degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura. La estructura es insegura para sus ocupantes y el costo de reparación puede ser inviable.

B. Movimientos sísmicos o niveles de demanda

Visión 2000 considera cuatro niveles de demanda sísmica a los cuales califica como movimientos sísmicos de diseño, que presentan un intervalo de recurrencia (periodo de retorno, T_R), y una probabilidad de excedencia para un número específico t de años, que se relacionan mediante la siguiente expresión:

$$T_R = -\frac{t}{\ln(1 - p_e)}$$

Tabla 2.1. Niveles de demanda sísmica según Visión 2000

Movimiento sísmico de diseño	Intervalo de recurrencia	Probabilidad de excedencia
Frecuente	43 años	50 % en 30 años
Ocasional	72 años	50 % en 50 años
Raro	475 años	10 % en 50 años
Muy raro	950 años	10 % en 100 años

FUENTE: SEAOC Visión 2000 Committee, 1995

C. Objetivos de desempeño

Según Bertero, se obtiene al combinar los niveles de desempeño considerados, con los niveles de demanda o movimientos sísmicos de diseño. Para la selección de estos objetivos, es necesario tener en cuenta factores tales como: la ocupación, la importancia de las funciones dentro de la estructura, consideraciones económicas debido a la reparación e interrupción de actividades, y consideraciones de la importancia histórica y cultural (Bonett, 2003).

Se considera a las estructuras divididas en tres grupos:

- **Estructuras de seguridad críticas:** Contienen materiales peligrosos, por ejemplo, las centrales nucleares.
- **Estructuras esenciales:** Deben permanecer operativas luego del terremoto, hospitales o estaciones de bomberos.
- **Estructuras básicas:** No están incluidas en los dos primeros grupos.

Tabla 2.2. Objetivos de desempeño sísmico recomendado para estructuras

Movimiento sísmico de diseño	Nivel de desempeño de la estructura			
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad	Próximo al colapso
Frecuente (43 años)	E. Básicas	Inaceptable	Inaceptable	Inaceptable
Ocasional (72 años)	E. Esenciales	E. Básicas	Inaceptable	Inaceptable
Raro (475 años)	E. S. Crítica	E. Esenciales	E. Básicas	Inaceptable
Muy raro (970 años)		E. S. Crítica	E. Esenciales	E. Básicas

FUENTE: SEAOC Visión 2000 Committee, 1995

2.1.2.2.2. Propuesta del ATC-40

A. Niveles de Desempeño

Corresponden a la combinación de los niveles utilizados para elementos estructurales y no estructurales, definidos de forma independiente.

Niveles para los elementos estructurales

Se definen tres niveles o estados de daños discretos: ocupación inmediata, seguridad y estabilidad estructural; y dos rangos intermedios: daño controlado y seguridad limitada.

- **Ocupación inmediata, SP-1:** Los daños son muy limitados, no se presentan pérdidas de vidas humanas y la estructura funciona con normalidad.
- **Daño controlado, SP-2:** La vida de los ocupantes no está en peligro, aunque es posible que estos puedan verse afectados.

- **Seguridad, SP-3:** Los daños no agotan por completo los márgenes de seguridad frente al colapso. El riesgo de vida de los ocupantes es muy bajo.
- **Seguridad limitada, SP-4:** Algunas partes de la estructura pueden requerir un reforzamiento para poder garantizar el nivel de seguridad.
- **Estabilidad estructural, SP-5:** Se producen daños sustanciales, pérdida de rigidez y resistencia en los elementos estructurales. Hay un alto riesgo de que se produzca el colapso por causa de posibles réplicas. Los daños pueden ser técnica y económicamente irreparables.
- **No considerado, SP-6:** No es un nivel de desempeño pero es útil cuando se requiera evaluar los daños sísmicos no estructurales o realizar un reforzamiento.

Niveles para los elementos no estructurales

- **Operacional NP-A:** Los elementos no estructurales, maquinarias y sistemas del edificio continúan en su sitio y funcionando con normalidad.
- **Ocupación inmediata NP-B:** Pueden presentarse algunas interrupciones en el funcionamiento de las maquinarias y equipos.

- **Seguridad NP-C:** Pueden presentarse daños severos en algunos elementos no estructurales, sin que se llegue al colapso, ni se ponga en peligro la seguridad de los ocupantes.
- **Amenaza reducida NP-D:** Se presentan daños severos en elementos no estructurales, contenidos y sistemas pero sin llegar al colapso o al fallo de grandes elementos.
- **No considerado NP-E:** No es un nivel de desempeño y se usa para indicar que no se han evaluado los elementos no estructurales.

Niveles para las estructuras

El ATC-40 muestra las combinaciones de los elementos estructurales y no estructurales que representan el comportamiento global del edificio. Entre ellas es posible distinguir cuatro niveles de desempeño.

Tabla 2.3. Niveles de desempeño estructural según ATC 40

Niveles de desempeño no estructural	Niveles de desempeño estructural					
	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5	SP6
NP-A	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B	1-B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
NP-D	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No Aplicable

NR: combinación No Recomendada

FUENTE: ATC 40, 1996

- **Operacional 1-A:** Los daños estructurales son limitados y los no estructurales no impiden la funcionalidad después del sismo.
- **Ocupación Inmediata 1-B:** Corresponde al desempeño más utilizado para estructuras esenciales. Pueden ocurrir algunos daños en los contenidos pero se mantiene la seguridad de los ocupantes.
- **Seguridad 3-C:** Corresponde al desempeño esperado de las estructuras con la aplicación de los códigos corrientes. Se presentan daños limitados a nivel estructural y no estructural.
- **Estabilidad estructural 5-E:** La probabilidad de colapso ante la ocurrencia de posibles réplicas es bastante alta. No se garantiza la seguridad de los ocupantes ni transeúntes.

B. Movimientos sísmicos o niveles de demanda

- **Sismo de servicio, SE:** Con una probabilidad del 50% de ser excedido en 50 años, o un periodo de retorno de 72 años. La magnitud de estos sismos pueden tomarse como la mitad del sismo de diseño utilizado en los códigos y normativas.
- **Sismo de diseño, DE:** Con una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años y un periodo de retorno de 475 años. Es el que utilizan los códigos para el diseño de estructuras. Este es el sismo raro de la Tabla 2.1.
- **Sismo máximo, ME:** Con una probabilidad del 5% de ser excedido en un periodo de retorno de 50 años y un periodo de

retorno de 975 años. Este varía entre 1.25 y 1.50 el valor del sismo de diseño.

C. Objetivos de desempeño

Existe una gran variedad de objetivos de desempeño que pueden definirse combinando los niveles de desempeño estructural con los movimientos sísmicos de diseño y pueden ser asignados a cualquier estructura a partir de consideraciones funcionales, económicas y de preservación (Bonett, 2003).

2.1.2.2.3. Propuesta de FEMA 356

A. Niveles de Desempeño

Un nivel de desempeño de la estructura, consiste en una combinación de los niveles de desempeño estructural y los niveles de desempeño no estructural.

Niveles para los elementos estructurales

Se definen cuatro niveles discretos de desempeño estructural y dos rangos. Los niveles son Ocupación Inmediata (S-1), Seguridad de Vida (S-3), Prevención al Colapso (S-5), y No Considerado (S-6); y los rangos son Daño Controlado (S-2) y Seguridad Limitada (S4).

- **Ocupación inmediata (S-1):** Es un nivel de estado seguro post-terremoto donde se conserva la resistencia y rigidez inicial. Los daños son limitados y el riesgo de vida es muy bajo.

- **Daño controlado (S-2):** Es un nivel deseable para minimizar el tiempo de reparación e interrupción de las operaciones dentro del edificio. Es utilizado cuando el costo de diseño para ocupación inmediata es excesiva.
- **Seguridad de vida (S-3):** Estado que incluye un daño significativo en componentes estructurales pero que mantiene un margen contra el colapso parcial o total.
- **Seguridad Limitada (S-4):** Presenta un estado de daño entre Seguridad de vida y Prevención al colapso.
- **Prevención al colapso (S-5):** La estructura se encuentra al borde del colapso parcial o total. Se ha producido un daño sustancial en la estructura con riesgo de lesiones en sus ocupantes.
- **No considerado (S-6):** Es utilizado cuando se realice una rehabilitación que no aborde el desempeño de la estructura.

Niveles para los elementos estructurales

- **Operacional (N-A):** La mayoría de sistemas no estructurales incluyendo iluminación, plomería y sistemas informáticos requeridos para el normal uso del edificio están funcionando. Aunque es posible que se requiera alguna limpieza o reparación menor.

- **Ocupación inmediata (N-B):** Puede haber daños menores y el uso normal puede verse afectado. Se pueden producir daños en ventanas, pero el edificio aún puede considerarse seguro para sus ocupantes.
- **Seguridad de vida (N-C):** Se han producido daños potencialmente significativos y costosos en componentes no estructurales aunque no se hayan desprendido ni han caído. Las rutas de salida no están totalmente bloqueadas.
- **Amenaza reducida (N-D):** Se han producido daños extensos a componentes no estructurales. Se pueden producir lesiones graves y aisladas por la caída de escombros.
- **No considerado (N-E):** Cuando la rehabilitación no incluye la vulnerabilidad de los elementos no estructurales que puede ocurrir cuando la rehabilitación se debe realizar sin interrupción de la operación del edificio.

Niveles de desempeño para la estructura

Varios niveles de desempeño son posibles combinando los niveles para los elementos estructurales con los no estructurales, nombrándose aquellos con más probabilidad de ser seleccionados como base para el diseño.

Tabla 2.4. Niveles de desempeño estructural según FEMA 356

Niveles de desempeño no estructural	Rangos y niveles de desempeño estructural					
	S-1 Ocupación inmediata	S-2 Daño controlado	S-3 Seguridad de vida	S-4 Seguridad limitada	S-5 Prevención al colapso	S-6 No considerado
N-A Operacional	Operacional 1-A	2-A	No recomendado	No recomendado	No recomendado	No recomendado
N-B Ocupación inmediata	Ocupación inmediata 1-B	2-B	3-B	No recomendado	No recomendado	No recomendado
N-C Seguridad de vida	1-C	2-C	Seguridad de vida 3-C	4-C	5-C	6-C
N-D Amenaza reducida	No recomendado	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
N-E No considerado	No recomendado	No recomendado	No recomendado	4-E	Prevención del colapso 5-E	Sin rehabilitación

FUENTE: FEMA 356, 2000

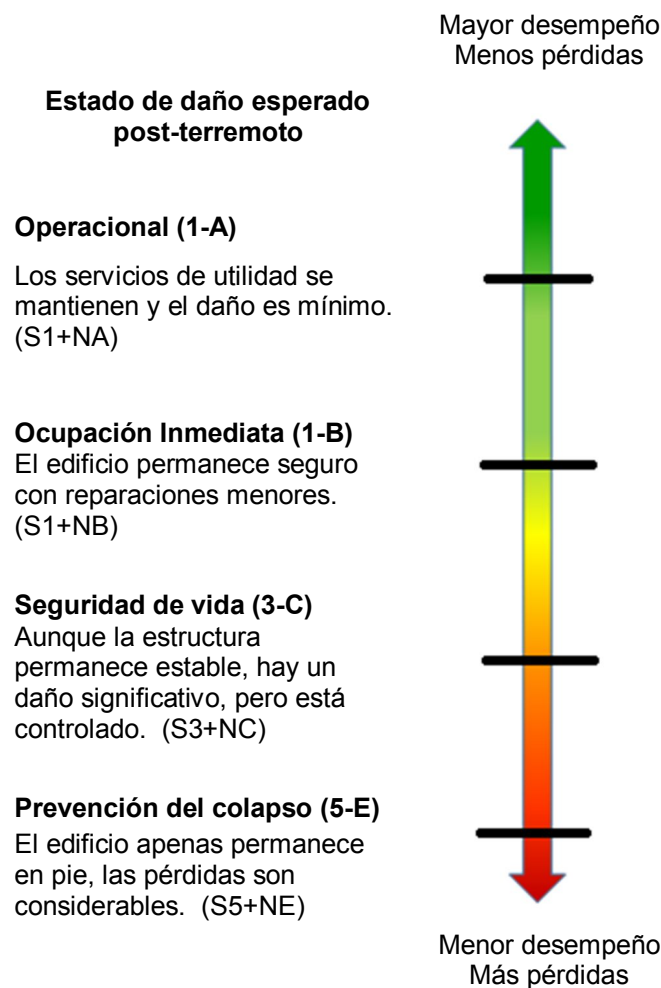


Figura 2.2. Niveles y rangos de desempeño para el edificio objetivo
 FUENTE: FEMA 356, 2000

B. Movimientos sísmicos o niveles de demanda

Los niveles probabilísticos de peligros sísmicos utilizados con frecuencia en este estándar y sus correspondientes períodos de retorno promedio (el número promedio de años entre eventos de severidad similar) son los siguientes:

Tabla 2.5. Niveles de demanda sísmica según FEMA 356

Probabilidad de excedencia	Periodo de retorno promedio (años)
50 % en 50 años	72
20 % en 50 años	225
10 % en 50 años	474
2 % en 50 años	2 475

FUENTE: FEMA 356, 2000

Estos periodos de retorno promedio son típicamente redondeados a 75, 225, 500 y 2500 años, respectivamente.

C. Objetivos de desempeño

Se presentan como objetivos de rehabilitación que sirven de base para el diseño, y determinan en gran medida el costo y viabilidad de cualquier proyecto de rehabilitación, así como el beneficio que se obtendrá en términos de seguridad mejorada, reducción de daños a la propiedad e interrupción del uso. En la siguiente tabla se indican los rangos que pueden ser utilizados:

Tabla 2.6. Rangos de objetivos de rehabilitación que pueden ser seleccionados.

		Objetivo de los niveles de desempeño del edificio			
		Nivel de desempeño Operacional (1-A)	Nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel de desempeño de Seguridad de vida (3-C)	Nivel de desempeño de prevención del colapso (5-E)
Nivel de peligro sísmico	50% en 50 años	a	b	c	d
	20% en 50 años	e	f	g	h
	10% en 50 años (BSE-1)	i	j	k	l
	2% en 50 años (BSE-2)	m	n	o	p

FUENTE: FEMA 356, 2000

De los cuales se desprende tres objetivos específicos:

k + p = Objetivo de seguridad básica (BSO)

k + p + alguno de a, e, i, b, f, j, o n = Objetivos mejorados

Sólo **o**, sólo **n** o sólo **m** = Objetivo mejorados

Sólo **k** o sólo **p** = Objetivos limitados

c, g, d, h, l = Objetivos limitados

1. Objetivo de seguridad básico (BSO)

Se logra al combinar los objetivos obtenidos del nivel desempeño de Seguridad de Vida (3-C) para un nivel de amenaza sísmica BSE-1 y nivel de desempeño de Prevención del Colapso (5-E) para un nivel de amenaza

sísmica BSE-2. Se espera que los edificios experimenten un daño menor para sismos frecuentes y moderados, y un daño significativo con potenciales pérdidas económicas para sismos severos.

2. Objetivos mejorados

Brinda un desempeño que excede el del BSO. Se logran usando uno o la combinación de los dos métodos siguientes:

- Diseñando para niveles de desempeño que excedan los del BSO en cualquiera de los niveles de amenaza sísmica BSE-1 o BSE-2 o en ambos.
- Diseñando para los niveles de desempeño del BSO, usando niveles de amenaza que excedan cualquiera de BSE-1 o BSE-2 o ambos.

3. Objetivos limitados

Proporciona un desempeño inferior al del BSO, los cuales deben cumplir con las siguientes condiciones:

- Las medidas de rehabilitación no deberán dar lugar a una reducción en el nivel de desempeño.
- Las medidas de rehabilitación no crearán una nueva irregularidad estructural ni crearán una irregularidad estructural más severa.
- Las medidas de rehabilitación no deberán dar como resultado un aumento de las fuerzas sísmicas a ningún

componente que tiene una capacidad deficiente para resistir estas fuerzas.

- Todos los componentes y elementos estructurales nuevos o rehabilitados se detallarán y conectarán a la estructura existente de acuerdo con los requisitos de esta norma

Todos los códigos anteriormente descritos están basados en un procedimiento general para la determinación del desempeño de una estructura, que se resume a continuación:

1. Selección de los objetivos de desempeño.
2. Determinación del sistema estructural adecuado.
3. Definición de los niveles de demanda.
4. Asignación de límites de daño en la estructura.

2.1.3. Modelos de comportamiento de los materiales, secciones y elementos de concreto armado

2.1.3.1. Generalidades

La aplicación del concepto de evaluación y diseño por desempeño solo puede ser exitosa en la reducción del riesgo sísmico si se aplican técnicas de análisis no lineal, debido a que el daño estructural implica comportamiento inelástico de las estructuras, que se caracteriza por la disminución de la rigidez y deformaciones permanentes en los elementos involucrados. Con lo cual, los procedimientos de evaluación requieren considerar el comportamiento más allá del rango elástico de los elementos y secciones mediante el empleo de curvas de histéresis en las que se define su comportamiento ante las fases cíclicas de carga, descarga y recarga. El comportamiento histerético de los elementos lo definen las propiedades y las características inelásticas de los materiales que la componen.

Conocer el comportamiento inelástico de una estructura bajo carga sísmica requiere el conocimiento detallado de las propiedades inelásticas de los elementos y materiales que la conforman. De lo anterior se desprende que es necesario modelar el comportamiento no lineal primero de los materiales, luego de las secciones y elementos, y finalmente de la estructura en su conjunto.

2.1.3.2. Modelos de comportamiento para el concreto armado

Se emplean modelos teóricos de esfuerzo-deformación del concreto y el acero de refuerzo longitudinal para describir el comportamiento

complejo del concreto armado. Estos modelos se han obtenidos de ensayos experimentales de probetas de concreto y varillas de acero cargadas monotónicamente a compresión y tensión respectivamente.

2.1.3.2.1. Modelo de Esfuerzo-Deformación para el acero

La curva de esfuerzo-deformación del acero de refuerzo se caracteriza por un comportamiento lineal prolongado con un módulo de elasticidad $E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ hasta la zona en que este fluye. El esfuerzo de fluencia (f_y) y la capacidad de deformación están influenciados por el proceso químico al que éste haya sido sometido y el contenido de carbono que presente, el aumento de este componente lo hace más resistente pero menos dúctil.

Para lograr una representación sencilla de las propiedades inelásticas del acero, las curvas f_s vs ϵ_s se simplifican usando los siguientes modelos:

A. Modelo Elastoplástico Perfecto

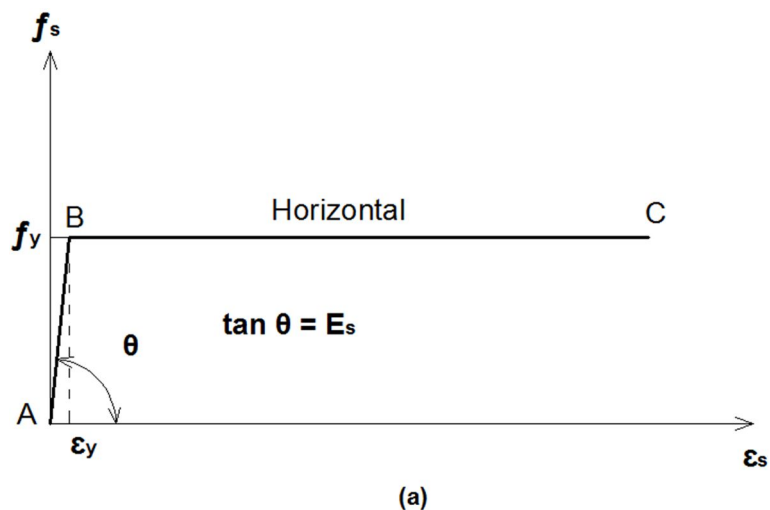
Es un modelo bilineal sencillo, compuesto por un primer tramo recto con pendiente pronunciada que describe el comportamiento elástico, seguido de un tramo horizontal de cedencia (fig. 2.3a). Sin embargo, este modelo ignora el aumento en el esfuerzo debido al endurecimiento por deformación. Su empleo no es adecuado para la evaluación del desempeño sísmico ya que no estima adecuadamente los esfuerzos del acero más allá de la fluencia (Allauca y Takuma, 2006).

B. Modelo Trilineal

Este modelo considera de forma simple los efectos de endurecimiento por deformación del acero de refuerzo longitudinal y por lo tanto es el más utilizado para describir su comportamiento a esfuerzos mayores al de fluencia (fig. 2.3b).

C. Modelo Elastoplástico con endurecimiento curvo

Es el que más se acerca a la forma real del comportamiento del acero en su rango plástico. Está compuesto por dos tramos rectos y una parábola de 2° o 3° grado (fig. 2.3c). Sin embargo, debido a su complejidad para describir la curva de endurecimiento, no es comúnmente utilizado.



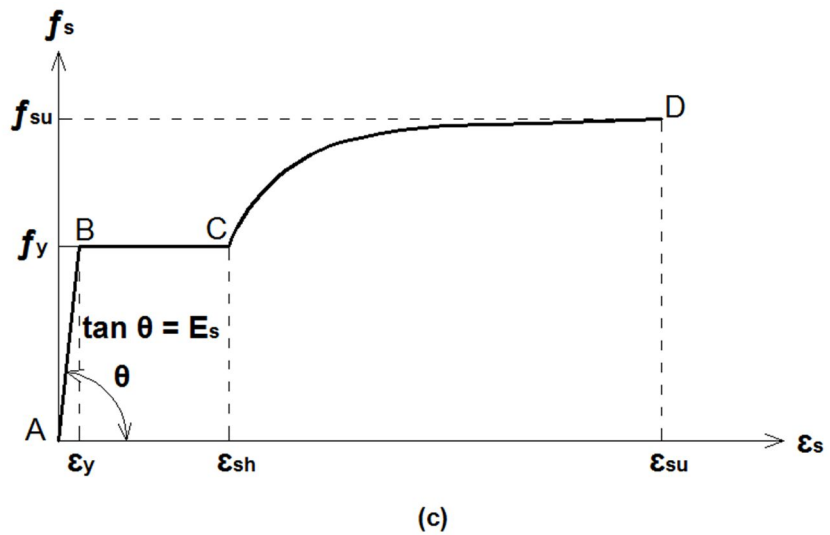
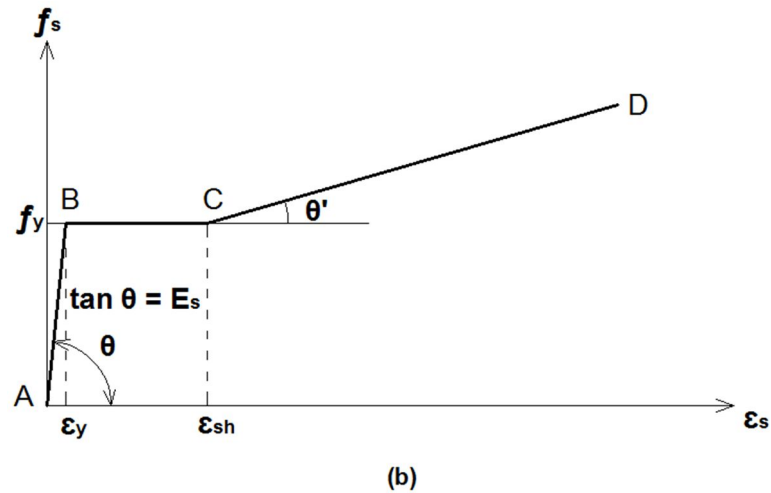


Figura 2.3. Idealizaciones de la curva esfuerzo-deformación para el acero en tensión o compresión. (a) Modelo Elastoplástico Perfecto (b) Modelo Trilineal (c) Modelo Elastoplástico con endurecimiento curvo.

FUENTE: Park y Paulay, 1975

2.1.3.2.2. Modelo Esfuerzo-deformación para el concreto

La curva esfuerzo-deformación del concreto presenta diferencias en sus ramas inelásticas para concreto no confinado y confinado mediante estribos o hélices. Las investigaciones realizadas han demostrado las mejoras considerables en las características esfuerzo-deformación del concreto confinado a deformaciones elevadas. Un elemento estructural presenta una zona no confinada o

de recubrimiento y otra confinada por refuerzo transversal, dicho refuerzo sin carga en el elemento realiza un confinamiento pasivo que se activa a esfuerzos que se aproximan a la resistencia uniaxial del concreto, debido a las deformaciones transversales elevadas.

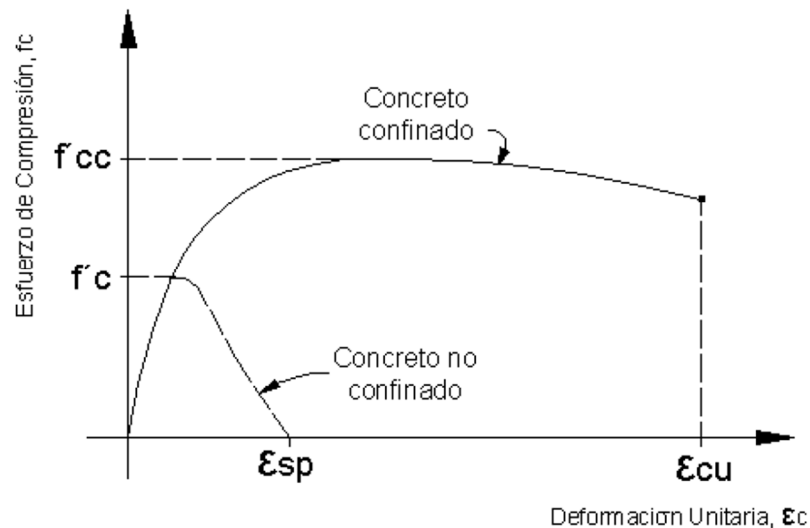


Figura 2.4. Curvas de esfuerzo-deformación para el concreto confinado y sin confinar
FUENTE: Allauca y Takuma, 2006

2.1.3.2.2.1. Modelos para el concreto no confinado

A. Modelo de Whitney

El bloque rectangular del ACI o de Whitney (1942) es el modelo más simple para describir el comportamiento del concreto. Este es el que más se utiliza para el diseño por ser conservador y sencillo para encontrar la resultante de las fuerzas a compresión (Aguiar, 2003).

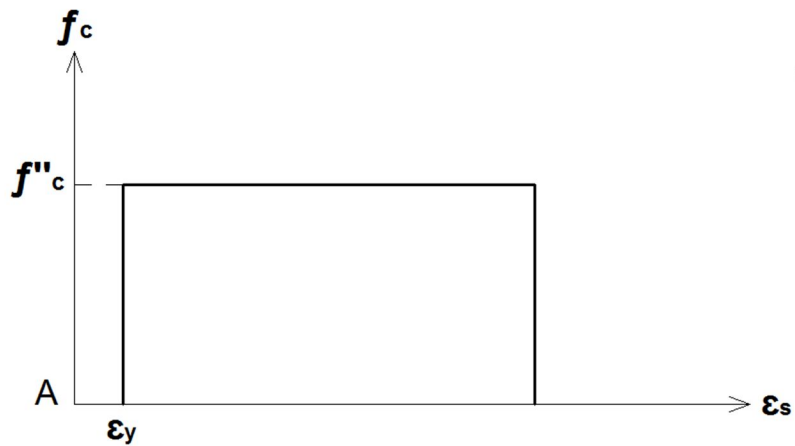


Figura 2.5. Modelo de Whitney
 FUENTE: Aguiar, 2003

B. Modelo de Hognestad

Este modelo se compone de un tramo parabólico de segundo grado y otro lineal. Donde la ecuación de la parábola viene dada por la siguiente expresión:

$$f_c = f''c \left(\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right)$$

El esfuerzo máximo del concreto en la estructura real ($f''c$) está asociado a una deformación unitaria ε_0 que es calculada mediante la expresión $\varepsilon_0 = 1.8 f''c/Ec$. Finalmente, el tramo recto parte de lo más alto de la curva y se extiende hasta una deformación unitaria de 0.0038, al cual le corresponde un esfuerzo de $0.85f''c$ (Allauca y Takuma, 2006).

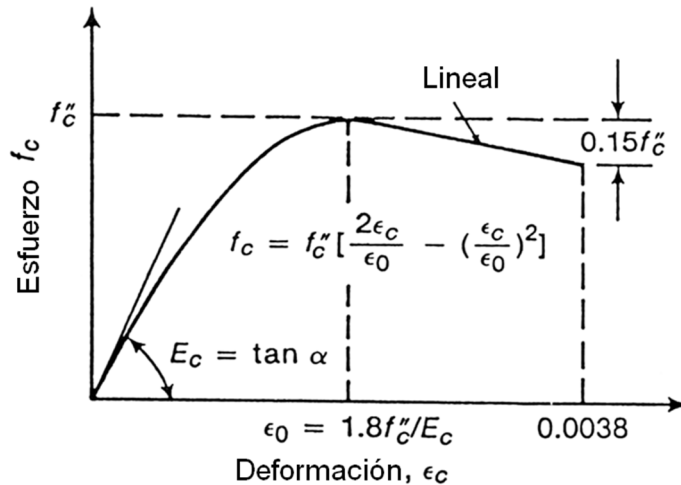


Figura 2.6. Modelo de Hognestad
 FUENTE: Allauca y Takuma, 2006

C. Modelo del CEB

La propuesta del Comité Europeo del Concreto (CEB 1978) corresponde a un modelo inelástico perfectamente plástico. Se emplea para el diseño de elementos de concreto armado en flexión simple. El valor de $f''c$ representa la resistencia del concreto en la estructura real, donde $f''c = 0.85 f'c$ (Ottazzi, 2003).

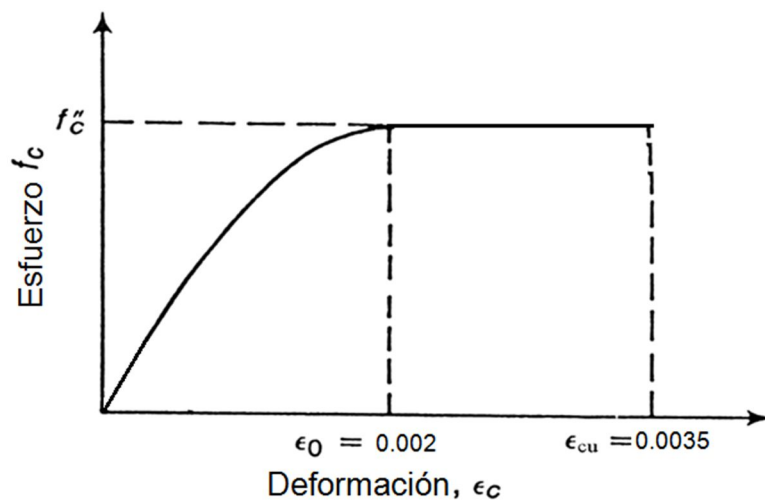


Figura 2.7. Modelo del CEB
 FUENTE: Ottazzi, 2003

2.1.3.2.2. Modelos para el concreto confinado

A. Modelo de Kent y Park

Este modelo fue obtenido de experimentos en probetas de concreto confinados por estribos rectangulares. La curva consta de un primer tramo parabólico de segundo grado hasta un esfuerzo máximo f_c correspondiente a la resistencia del espécimen y al que le corresponde una deformación unitaria de 0.002. El tramo que le sigue es lineal y depende principalmente de f_c (resistencia del concreto) y la cantidad de refuerzo transversal.

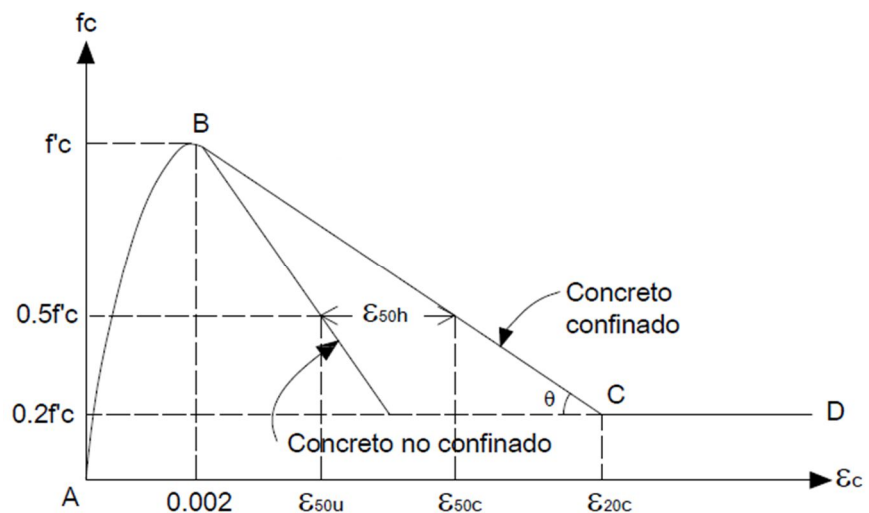


Figura 2.8. Modelo de Kent y Park para concreto confinado por estribos
 FUENTE: Park y Paulay, 1975

B. Modelo de Mander

El modelo de Mander es aplicado a diferentes secciones, circulares o rectangulares con niveles variables de refuerzo por confinamiento. Se determinó en base a experimentos bajo

carga monotónica. Este es el modelo más utilizado en el análisis sísmico de estructuras.

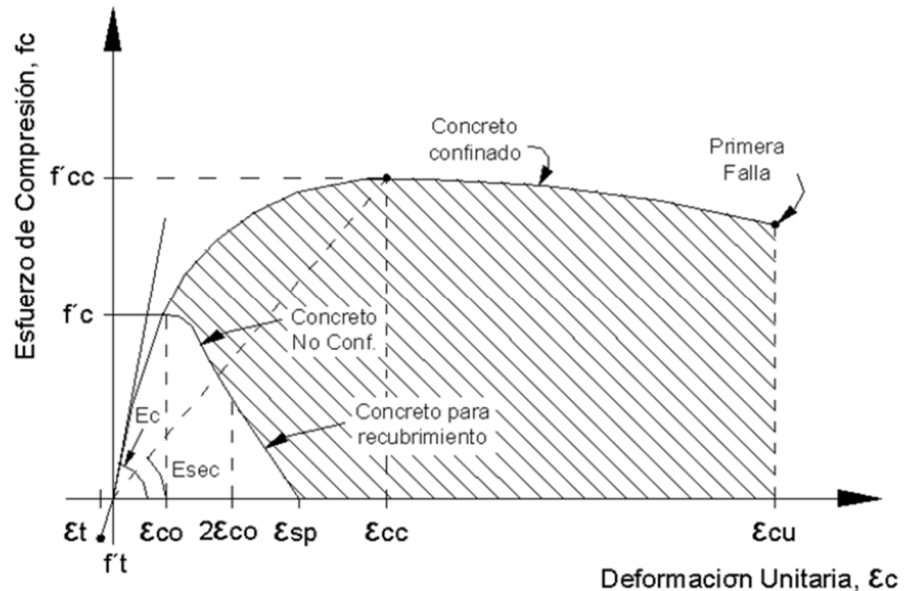


Figura 2.9. Modelo de Mander
 FUENTE: Allauca y Takuma, 2006

2.1.3.3. Modelos de comportamiento inelástico de secciones y elementos

2.1.3.3.1. Relación Momento Curvatura y Momento-Giro

Los miembros de proporciones normales presentan la mayoría de sus deformaciones debido a la flexión del elemento, las deformaciones por cortante o torsión generalmente no son importantes. Por lo tanto, para determinar las características de carga y deformación de estos miembros y el momento último asociado, es necesario estudiar la relación momento – curvatura de sus secciones.

El comportamiento frágil o dúctil de un miembro a flexión (fig. 2.10) lo definen las características de su relación momento – curvatura.

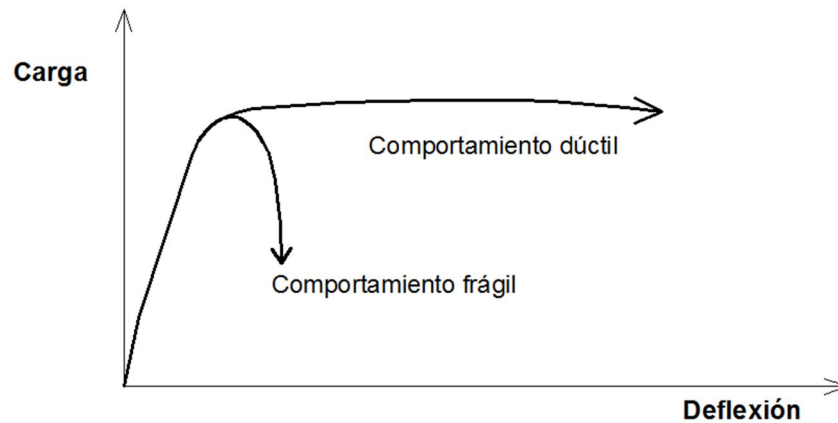


Figura 2.10. Comportamiento de la curva carga-deflexión de un miembro a flexión.
 FUENTE: Park y Paulay, 1975

La curvatura de una sección en un miembro se puede definir considerando un pequeño elemento de longitud unitaria dx inicialmente recto con momentos en sus extremos (M) y fuerzas axiales iguales (P) (fig. 2.11). Esta curvatura (φ) cambia a lo largo del eje del elemento debido a la variación en la profundidad del eje neutro, a la variación de las deformaciones entre grietas y a la cantidad de acero de refuerzo (Ottazzi, 2003).

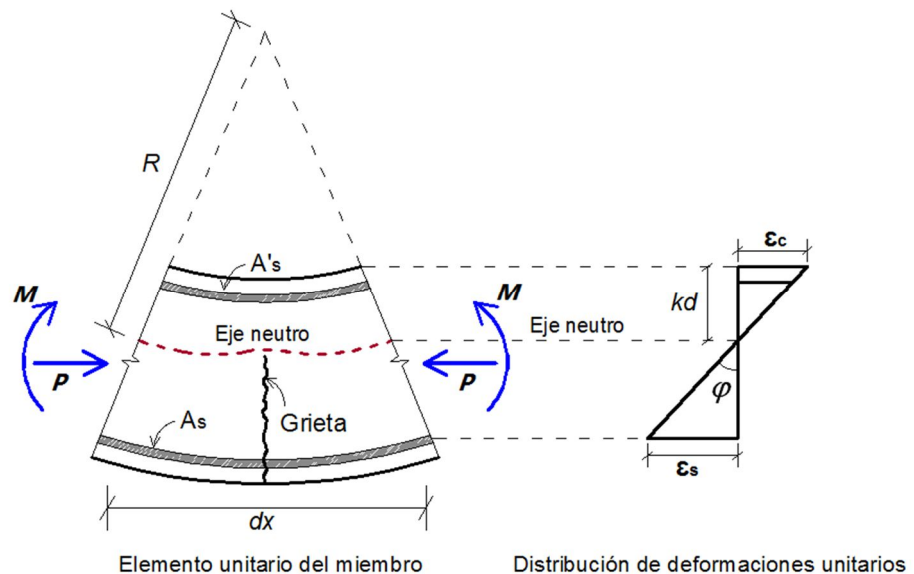


Figura 2.11. Curvatura de un elemento
 FUENTE: Park y Paulay, 1975

Donde la curvatura se define mediante las siguientes relaciones:

$$\frac{dx}{R} = \frac{\varepsilon_c dx}{kd} = \frac{\varepsilon_s dx}{d(1-k)}$$

$$\frac{1}{R} = \frac{\varepsilon_c}{kd} = \frac{\varepsilon_s}{d(1-k)}$$

Curvatura del elemento
(Rotación por longitud unitaria del miembro)

$$\varphi = \frac{\varepsilon_c}{kd} = \frac{\varepsilon_s}{d(1-k)} \qquad \varphi = \frac{\varepsilon_c}{c} = \frac{\varepsilon_s}{d-c}$$

Diagrama momento-curvatura

La gráfica de momento-curvatura se obtiene al medir las deformaciones en la sección crítica del miembro a flexión conforme se aumenta el momento flexionante hasta la falla. En la figura 2.12 se muestra dos curvas obtenidas de mediciones en vigas simplemente reforzadas que fallan a tensión y compresión respectivamente. Ambas curvas son lineales hasta el primer agrietamiento del concreto debido a la flexión y suele considerarse así hasta la fluencia del acero. El último tramo depende de la cuantía de acero longitudinal.

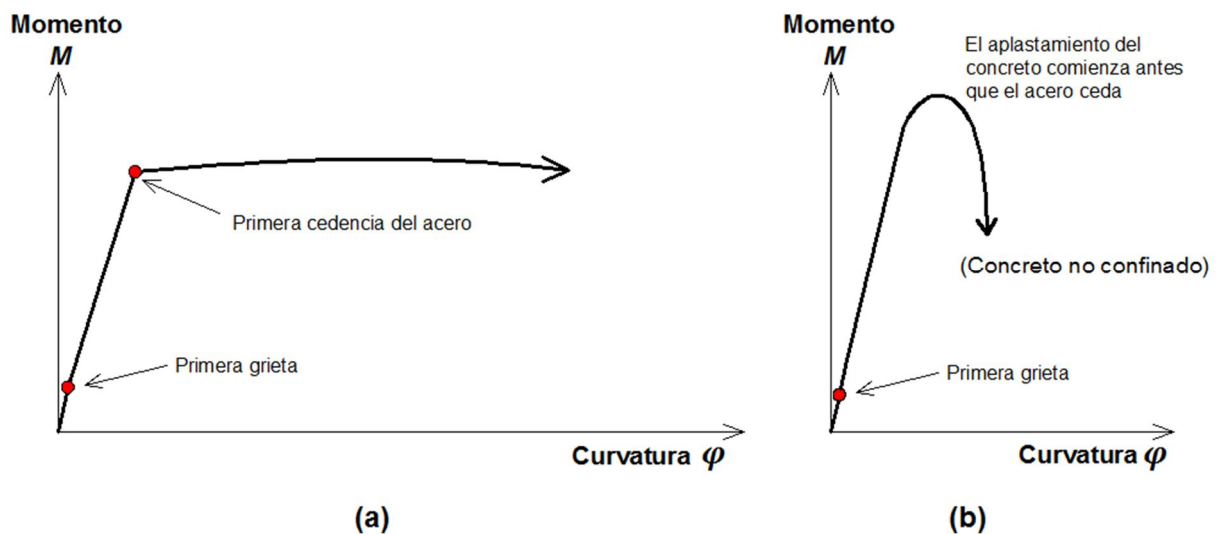


Figura 2.12. Relaciones momento-curvatura para secciones de viga simplemente reforzadas. (a) Sección de falla a tensión, $\rho < \rho_b$. (b) Sección de falla a compresión, $\rho > \rho_b$. FUENTE: Park y Paulay, 1975

2.1.3.3.2. Modelo Inelástico en elementos unidimensionales

Durante los sismos, el comportamiento inelástico en las estructuras de pórticos de concreto armado se suele concentrar en zonas de alta demanda sísmica. El daño generado no es uniforme en la longitud del elemento, sino con más tendencia hacia los nudos.

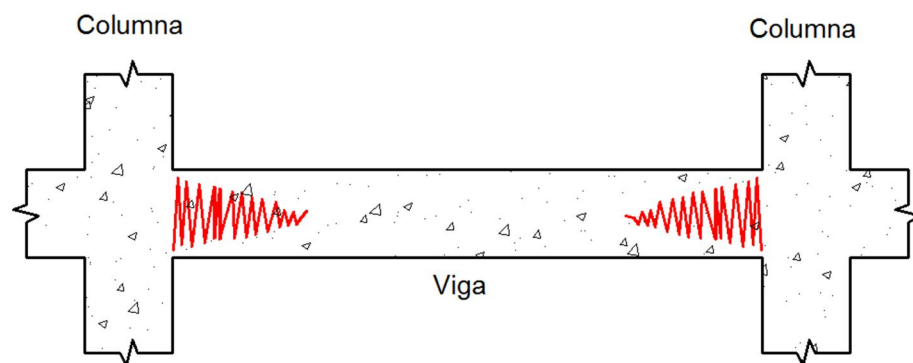


Figura 2.13. Zonas de alta demanda sísmica
FUENTE: Allauca y Takuma, 2006

Para propósitos del modelo se suele considerar una zona de daño equivalente en la cual se concentre toda la deformación inelástica, esta zona de alta demanda o mecanismo de falla se denomina **rótula plástica**. Una rótula plástica es una sección que admite rotación mientras mantiene su resistencia a la flexión. El incremento del giro en ella hace que las secciones adyacentes sean más esforzadas. La carga externa podrá incrementarse y conforme aumente, se irán formando sucesivas rótulas plásticas hasta que la estructura se convierta en un mecanismo inestable (Harmsen, 2005).

Se considera que estas rótulas se forman en una cierta longitud a partir de la cara del apoyo llamada longitud plástica (L_p), considerada de 0.4 a 0.5 veces el peralte del elemento ($L_p=0.4h$ o $0.5h$).

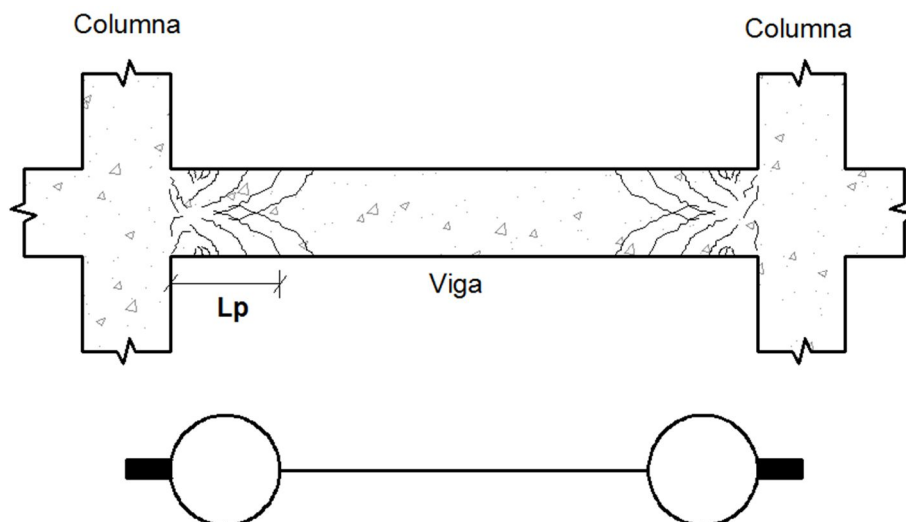


Figura 2.14. Longitud plástica
FUENTE: Allauca y Takuma, 2006

Las suposiciones anteriormente descritas nos permiten pasar de la relación momento-curvatura ($M-\phi$) a la relación **momento – giro** ($M-\theta$) multiplicando cada valor de la curvatura por la longitud plástica (L_p).

Diagrama simplificado

La relación carga-deformación de forma general para el análisis, se basará en evidencia experimental o se tomará de las cantidades especificadas en el FEMA 356. Para el procedimiento de Análisis Estático no Lineal, se permitirá el uso de la relación carga – deformación generalizada que se presenta en la fig.2.15 u otras

curvas que definan el comportamiento bajo deformación monótona creciente.

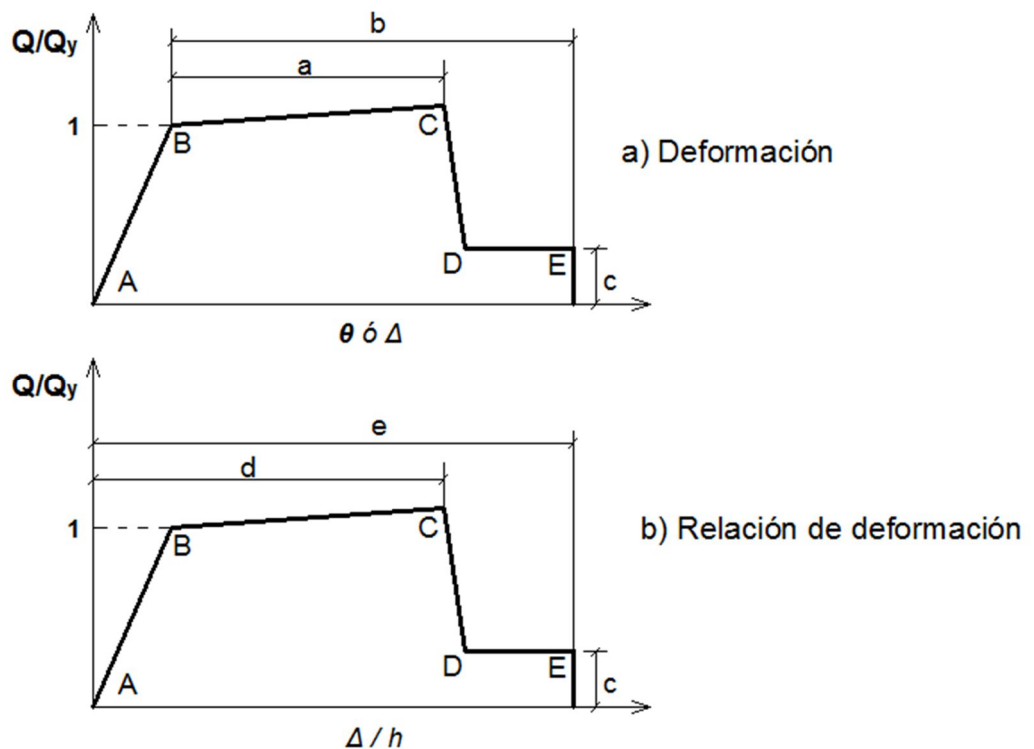


Figura 2.15. Relación fuerza - deformación generalizada para elementos o componentes
 FUENTE: FEMA 356, 2000

La relación Q/Q_y igual a 1 en las gráficas anteriores, representa la cedencia del elemento por flexión, compresión o cortante. En la curva (a), las deformaciones se expresan directamente usando la deformación, curvatura, rotación o elongación. Mientras que en la curva (b), las deformaciones se expresan en términos de ángulo de corte y relación de deriva tangencial. En ambos, los parámetros a , b , c , d y e se pueden determinar mediante procedimientos analíticos por evidencia experimental o pueden ser obtenidos de las diversas tablas presentadas en el código FEMA 356.

2.1.4. Modelo inelástico de edificios

El modelo del edificio debe ser capaz de representar lo más cercanamente posible su comportamiento real ante una sollicitación. No es necesario modelar todos los elementos que lo componen. Una representación ideal debe comprender de elementos considerados primarios, que son los elementos que forman parte del sistema estructural resistente a excitaciones externas, y en algunos casos elementos secundarios que modifican la rigidez global, cabe mencionar que estos elementos resisten únicamente su peso propio.

Es importante analizar la interacción entre los elementos estructurales y no estructurales del sistema dada la magnitud de los desplazamientos dentro del rango inelástico. Los elementos no estructurales, si bien no resisten directamente las cargas laterales, deben ser capaces de resistir las deformaciones que experimentan. También se debe investigar el efecto de rigidez considerable que no pertenecen al sistema que resiste las cargas laterales (Harmsen, 2005).

Se suele discretizar el comportamiento inelástico del edificio mediante la incorporación de zonas de daño probable o mecanismos de rótulas plásticas, que dependiendo de la ubicación donde estas se formen primero (vigas o columnas) en el análisis, ocasiona comportamiento global frágil o dúctil.

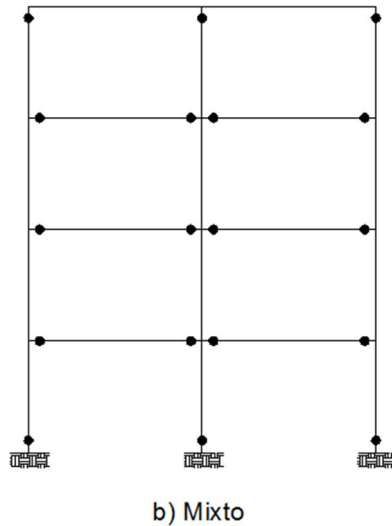
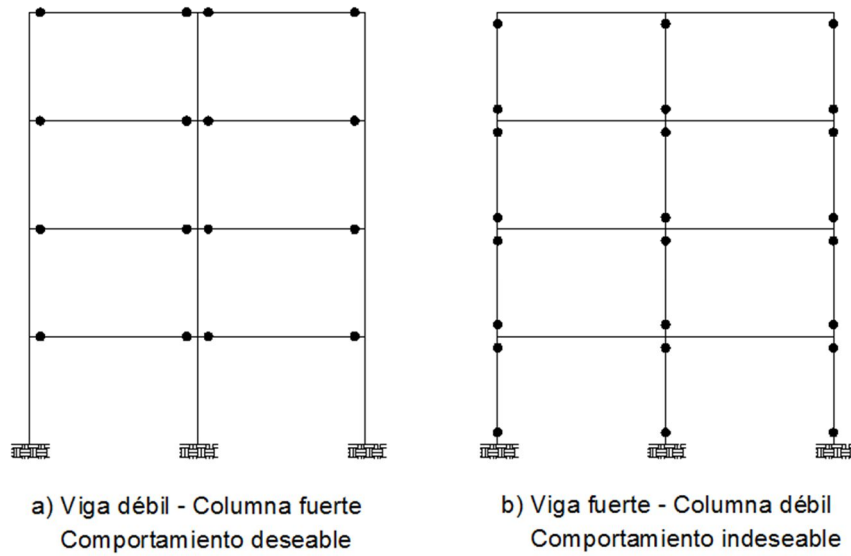


Figura 2.16. Tipos de mecanismos de rótulas plásticas

Las incursiones inelásticas que experimenta un edificio para disipar la energía de sismo, genera daño en sus componentes. El nivel de daño es dependiente de diversas variables:

- a) Daño estructural: Dependiente de las deformaciones ε_C y ε_S .
- b) Daño en componentes no estructurales: Dependiente de la deriva δ_i / h_i .

- c) Daño en contenidos: Dependiente de la aceleración horizontal por piso.

2.1.5. Procedimientos de análisis sísmico de edificios

2.1.5.1. Generalidades

El análisis de la vulnerabilidad sísmica a nivel individual utiliza diferentes métodos a través de los cuales se representa a la estructura mediante modelos mecánicos. Los procedimientos de análisis que utilizan estos métodos son el análisis lineal (estático y dinámico) y el análisis no lineal (estático y dinámico). Este último es el utilizado para la determinación del desempeño sísmico estructural (método de análisis para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica). Entonces, es necesario entender cada uno de estos procedimientos, sobre todo los no lineales, que son los utilizados en este trabajo de investigación.

2.1.5.2. Análisis Lineal

❖ Análisis Estático Lineal

La estructura se modela como un sistema de 1 Grado De Libertad (1GDL) con una rigidez elástica lineal y un amortiguamiento viscoso equivalente. La acción sísmica se modela mediante una distribución de fuerzas laterales equivalentes. Este tipo de procedimiento se utiliza principalmente para propósitos de diseño y se encuentra incorporado en la mayoría de los códigos. Su uso se limita a estructuras regulares (Bonett, 2003).

❖ **Análisis Dinámico Lineal**

La estructura se modela como un sistema de Múltiples Grados De Libertad (MGDL) con una matriz de rigidez elástica lineal y una matriz de amortiguamiento viscoso equivalente. La acción sísmica se modela utilizando un análisis espectral modal o un análisis temporal (Bonett, 2003).

2.1.5.3. Análisis no Lineal

❖ **Análisis Estático no Lineal**

Este método permite comprender mejor cómo trabajan las estructuras cuando se ven sometidas a movimientos sísmicos y sobrepasan su capacidad elástica.

En este tipo de análisis el modelo de la estructura incorpora directamente las características no lineales de la relación fuerza-deformación de los elementos y componentes individuales debidas a la respuesta inelástica del material, lo cual representa una ventaja sobre los métodos de análisis lineal. La representación más común para este análisis es la curva de capacidad o curva “**pushover**” (Bonett, 2003).

❖ **Análisis Dinámico no Lineal**

Es el principal método de análisis inelástico, no obstante, a efectos prácticos y de diseño, resulta demasiado complejo y, por lo tanto, frecuentemente impracticable.

En este tipo de análisis la estructura se modela de forma similar a la utilizada por el análisis estático no lineal. La principal diferencia es que la acción sísmica se modela con historias temporales de movimiento (acelerogramas reales o simulados). Es el procedimiento más sofisticado para predecir las fuerzas y los desplazamientos internos de una estructura cuando se ve sometida a la acción sísmica (Bonett, 2003).

2.1.6. Análisis estático no lineal (Pushover)

En la ingeniería estructural, es muy difícil describir el comportamiento real que presenta una estructura más allá del rango elástico como respuesta a la acción de un evento sísmico. Uno de los análisis que se utiliza para estimar este comportamiento y brinda un mayor grado de certeza en sus resultados es el Análisis Dinámico no lineal (Análisis Tiempo – Historia), el cual es muy complejo pues requiere de un profundo conocimiento (Teórico y aplicativo) y tiempo para ejecutarlo, lo que lo hace poco utilizado; otro es el Análisis Estático no lineal (Análisis Pushover) que muestra el desempeño sísmico de la estructura en base a su capacidad resistente inelástica.

Este último es una técnica simple y eficiente que estudia la capacidad, resistencia-deformación de una estructura que es sometida a una serie de fuerzas laterales que se incrementan hasta alcanzar su capacidad máxima (Bonett, 2003).

En el desarrollo del Análisis Estático no lineal (Pushover) se evalúa parámetros como la deriva global de la estructura, derivas de entrepiso,

deformaciones y resistencia de cada uno de los elementos estructurales, así como sus conexiones (por ejemplo viga-columna). Todos estos puntos son analizados para obtener las principales características de respuesta que según Burgos (2007) indica:

- a) La máxima resistencia al cortante basal de la estructura, V_{base} , y el mecanismo de colapso.
- b) Evaluación si la estructura puede alcanzar el mecanismo de colapso sin agotar la capacidad de rotación plástica de los miembros.
- c) El desplazamiento monotónico en el último nivel y capacidad global de ductilidad de la estructura.
- d) La concentración de daño las distorsiones de entrepiso que se pueden esperar durante la respuesta sísmica no-lineal. (p.230)

2.1.6.1. Procedimiento del Análisis Pushover

Con el desarrollo del Análisis Estático no Lineal (Pushover) se obtiene una **Curva de Capacidad** que relaciona las fuerzas de la base (cortante basal, V) y los desplazamientos (D) en el nivel superior de la estructura (Bonett, 2003). Esta curva se convierte a un formato ADRS (“Acceleration-Displacement Response Spectra”) en un Espectro de Capacidad.

El **Método del Espectro Capacidad – Demanda** que se utilizará en esta tesis consiste en obtener un Punto de Desempeño al superponer el Espectro de Capacidad mencionado con un Espectro de Demanda.

Este punto permite estimar la máxima respuesta de la estructura para luego compararla con el nivel de desempeño esperado.

Delgadillo (2005) resume el procedimiento del Análisis Pushover en lo siguiente:

El modelo matemático: una estructura, inicialmente sin rótulas, es expuesto a fuerzas laterales hasta que algunos elementos alcancen su límite elástico, luego la estructura es modificada para tomar en cuenta la resistencia reducida de elementos donde su capacidad ha sido rebasada y se han producido rótulas. Una distribución de fuerzas laterales es otra vez aplicada hasta que en adicionales elementos se produzcan rótulas. Este proceso se continúa hasta que la estructura se vuelva inestable o hasta que un predeterminado límite sea alcanzado. La curva de capacidad Pushover aproximadamente nos indica como la estructura se comporta después de exceder su límite elástico. (p. 14)

Bonett (2003) afirma: “La forma de la distribución de las fuerzas laterales, constante, lineal, parabólica, etc., aplicada a una estructura, influye en la determinación de la curva de capacidad” (p.61).

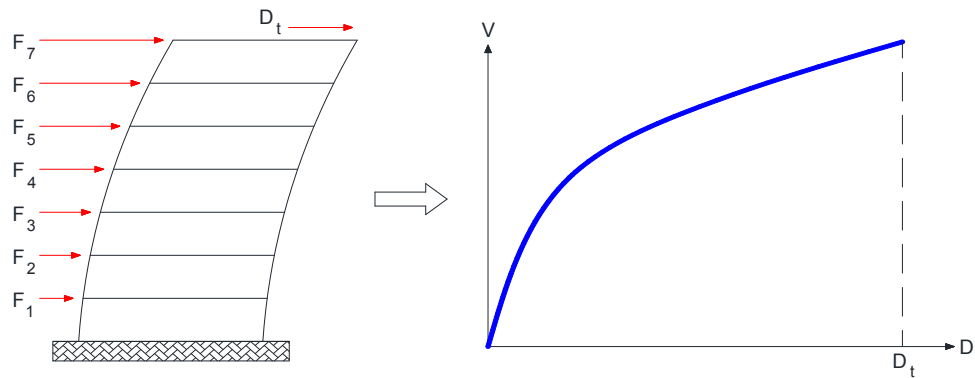


Figura 2.17. Esquema de la técnica del Pushover
FUENTE: Guevara, Osorio y Vargas, 2006

En la gráfica, la estructura está sometida a fuerzas laterales F_i (estas fuerzas suman la cortante basal del suelo) que al aplicarse generan un desplazamiento D_t en el piso superior de la misma. Estas fuerzas se incrementan hasta llevar a la estructura al colapso, generando un desplazamiento final. Con los datos obtenidos se puede graficar una curva que relaciona la cortante basal en eje de las ordenadas y el desplazamiento del nivel superior en el eje de las abscisas, esta curva se conoce como Curva de Capacidad.

2.1.6.2. Curva de Capacidad

Es la representación de la respuesta en el primer modo de vibración o modo fundamental de mayor participación de masa, que es válido para estructuras de periodo corto menores a 1 segundo. Para estructuras más flexibles es necesario tomar en cuenta los demás modos altos. Utilizando este procedimiento del Análisis Estático no lineal (Pushover), es posible identificar la secuencia del agrietamiento, la formación de rótulas plásticas, cedencia y fallo de los componentes, los estados límites de servicio y la historia de deformaciones y

cortantes en la estructura correspondiendo a la Curva de Capacidad (Bonett, 2003).

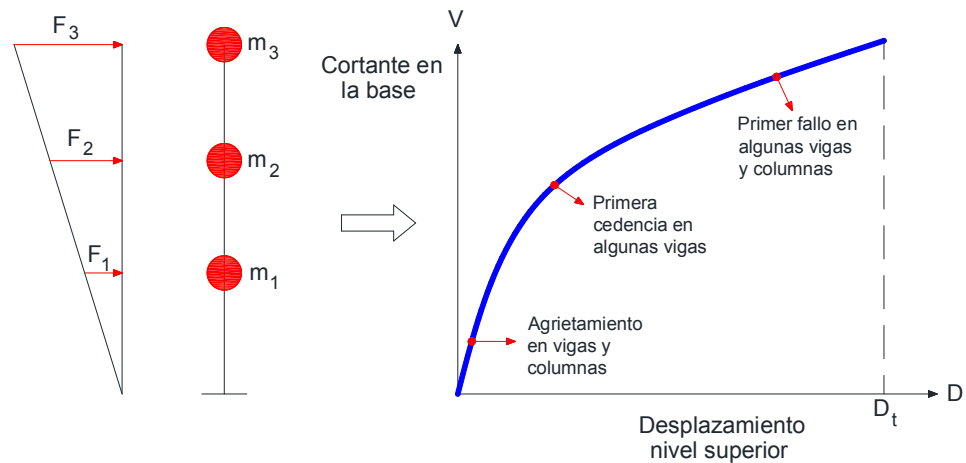


Figura 2.18. Curva de capacidad
 FUENTE: Bonett, 2003

Como se menciona anteriormente, esta curva resulta del análisis Pushover relacionando la cortante basal en eje de ordenadas y el desplazamiento del nivel superior en el eje de las abscisas.

2.1.6.3. Conversión de la curva de capacidad a un espectro de capacidad

Para determinar el Punto de Desempeño con el Método del Espectro Capacidad – Demanda, es necesario contar con el Espectro de Capacidad que resulta de la conversión de la Curva de Capacidad, obtenida con el análisis Pushover, en un formato ADRS (“Acceleration-Displacement Response Spectrum”) donde se relaciona los desplazamientos espectrales (S_d) con las aceleraciones espectrales (S_a).

Según ATC-40 (1996), para obtener el espectro de capacidad a partir de la curva de capacidad, es necesario hacer una conversión punto

por punto a coordenadas espectrales de primer modo. Cualquier punto V_i , Δ_n en la curva de capacidad se convierte en el punto correspondiente S_a , S_d en el espectro de capacidad usando las ecuaciones:

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N \frac{(W_i \Phi_{i,1})}{g}}{\sum_{i=1}^N \frac{(W_i \Phi_{i,1}^2)}{g}} \quad (2.1)$$

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N \frac{(W_i \Phi_{i,1})}{g}]^2}{[\sum_{i=1}^N \frac{W_i}{g}] [\sum_{i=1}^N \frac{(W_i \Phi_{i,1}^2)}{g}]} \quad (2.2)$$

$$Sd_i = \frac{\Delta_n}{(PF_1 x \Phi_{i,1})} \quad (2.3)$$

$$Sa_i = \frac{\frac{V_i}{W}}{(\alpha_1)} \quad (2.4)$$

Donde:

PF_1 : Factor de participación modal para el primer modo natural.

α_1 : Coeficiente modal de masa para el primer modo natural.

W_i / g : Masa asignada al nivel i

$\Phi_{i,1}$: Amplitud del modo 1 en el nivel i

N : Nivel N , el nivel más alto de la estructura.

V : Cortante basal.

W : Peso del edificio.

Δ_n : Desplazamiento del techo.

S_a : Aceleración espectral.

S_d : Desplazamiento espectral.

Para convertir la curva de capacidad al espectro de capacidad, primero se calcula el factor de participación modal PF_1 y el coeficiente de masa modal α_1 usando las ecuaciones 2.1 y 2.2. Luego, para cada punto de la curva de capacidad (V, Δ_n) , calcule el punto asociado (S_a, S_d) en el espectro de capacidad usando las ecuaciones 2.3 y 2.4.

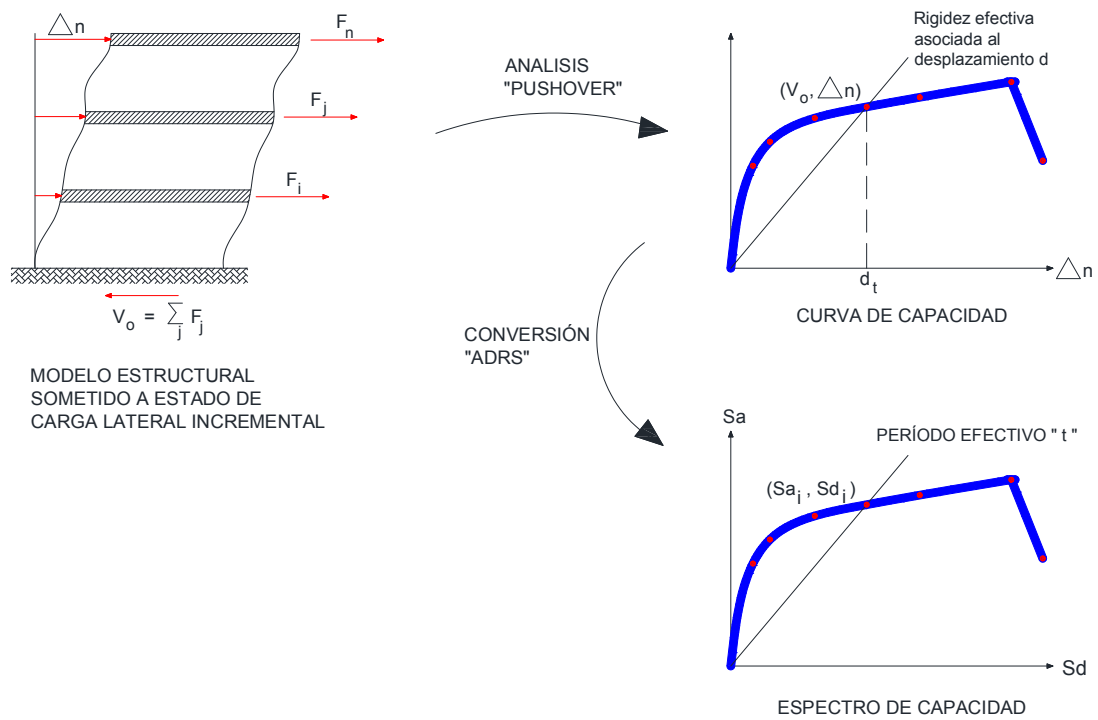


Figura 2.19. Espectro de capacidad
 FUENTE: Safina, 2002

En la gráfica, cada línea trazada desde el origen a un punto de la curva, tiene una pendiente $(\omega')^2$, donde ω' es la frecuencia circular asociada a la respuesta efectiva de la estructura cuando la misma es deformada hasta dicho desplazamiento espectral. Es así que el período efectivo de la estructura (T') asociado a dicho desplazamiento espectral se relaciona a través de $T' = 2\pi / \omega'$ (Safina, 2002).

2.1.6.4. Representación bilineal del Espectro de Capacidad

El ATC-40 (1996) indica que con una representación bilineal del espectro de capacidad se puede estimar la amortiguación efectiva y la reducción apropiada de la demanda espectral. Para ello, es necesario definir el punto (a_{pi}, d_{pi}) , llamado también **punto de desempeño de prueba** que se estima para desarrollar un espectro de respuesta de demanda reducido. Si se encuentra que el espectro de respuesta reducido se cruza con el espectro de capacidad en el punto estimado (a_{pi}, d_{pi}) , entonces ese punto es el punto de desempeño.

Para construir la representación bilineal se dibuja una primera línea desde el origen con pendiente igual a la rigidez inicial K_i de la estructura. Luego desde el punto de desempeño de prueba (a_{pi}, d_{pi}) se traza una segunda línea de tal forma que cuando interseccione la primera línea, en el punto (a_y, d_y) , el área designada A_1 y A_2 indicadas en la figura 2.20 sean iguales. La intención de esto es que el espectro de capacidad y su representación bilineal tengan igual energía.

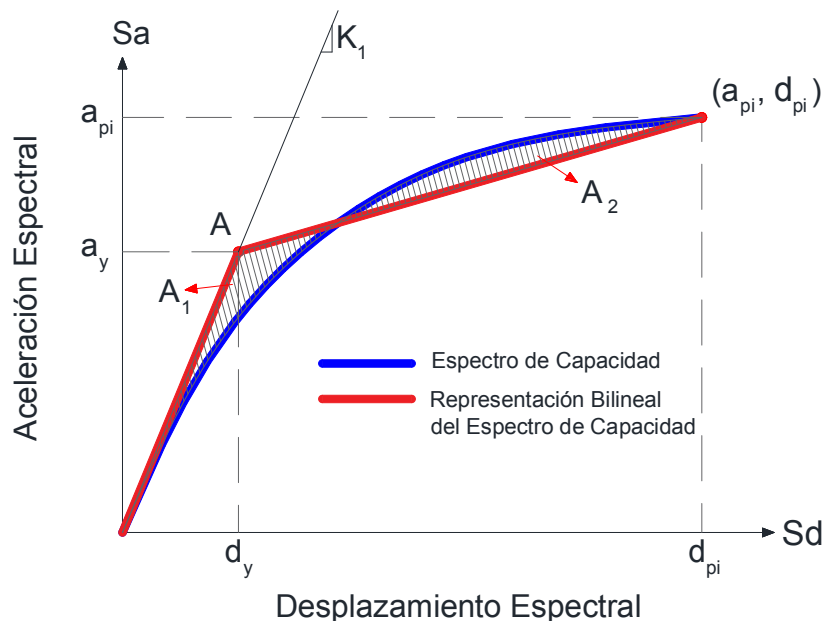


Figura 2.20. Representación Bilineal del Espectro de capacidad
 FUENTE: ATC-40, 1996

2.1.6.5. Amortiguamiento y espectro de respuesta amortiguado

El amortiguamiento que se produce cuando un movimiento sísmico impulsa una estructura hacia el rango inelástico se puede ver como una combinación de una amortiguación viscosa que es inherente a la estructura (particularmente se considera 5%) y una amortiguación histerética β_0 . Esta última, está relacionada con el área dentro de los ciclos histeréticos que se forman cuando se grafica la fuerza del sismo vs. el desplazamiento de la estructura (ATC-40, 1996). Este amortiguamiento viscoso equivalente β_{eq} es:

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05 \quad (2.5)$$

Donde β_0 , según (Chopra, 1995), es:

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S_0}} \quad (2.6)$$

Donde:

E_D = Energía disipada por amortiguamiento

E_{S_0} = Energía de máxima deformación

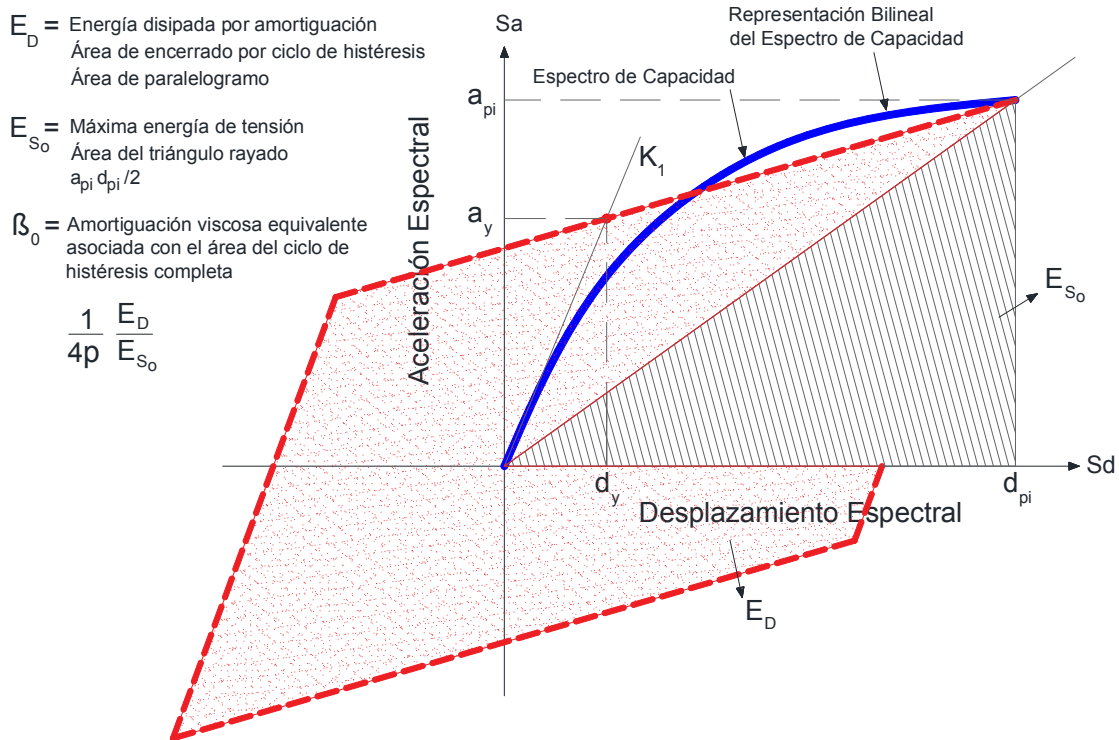


Figura 2.21. Derivación del amortiguamiento para reducción espectral
 FUENTE: ATC-40, 1996

De acuerdo a la fig. 2.21, se determina:

$$E_{S_0} = \frac{a_{pi} d_{pi}}{2} \quad (2.7)$$

Para el caso de E_D , según la fig. 2.22:

$$E_D = 4 * (a_{pi} d_{pi} - 2A_1 - 2A_2 - 2A_3)$$

$$E_D = 4 * (a_y d_{pi} - d_y a_{pi}) \quad (2.8)$$

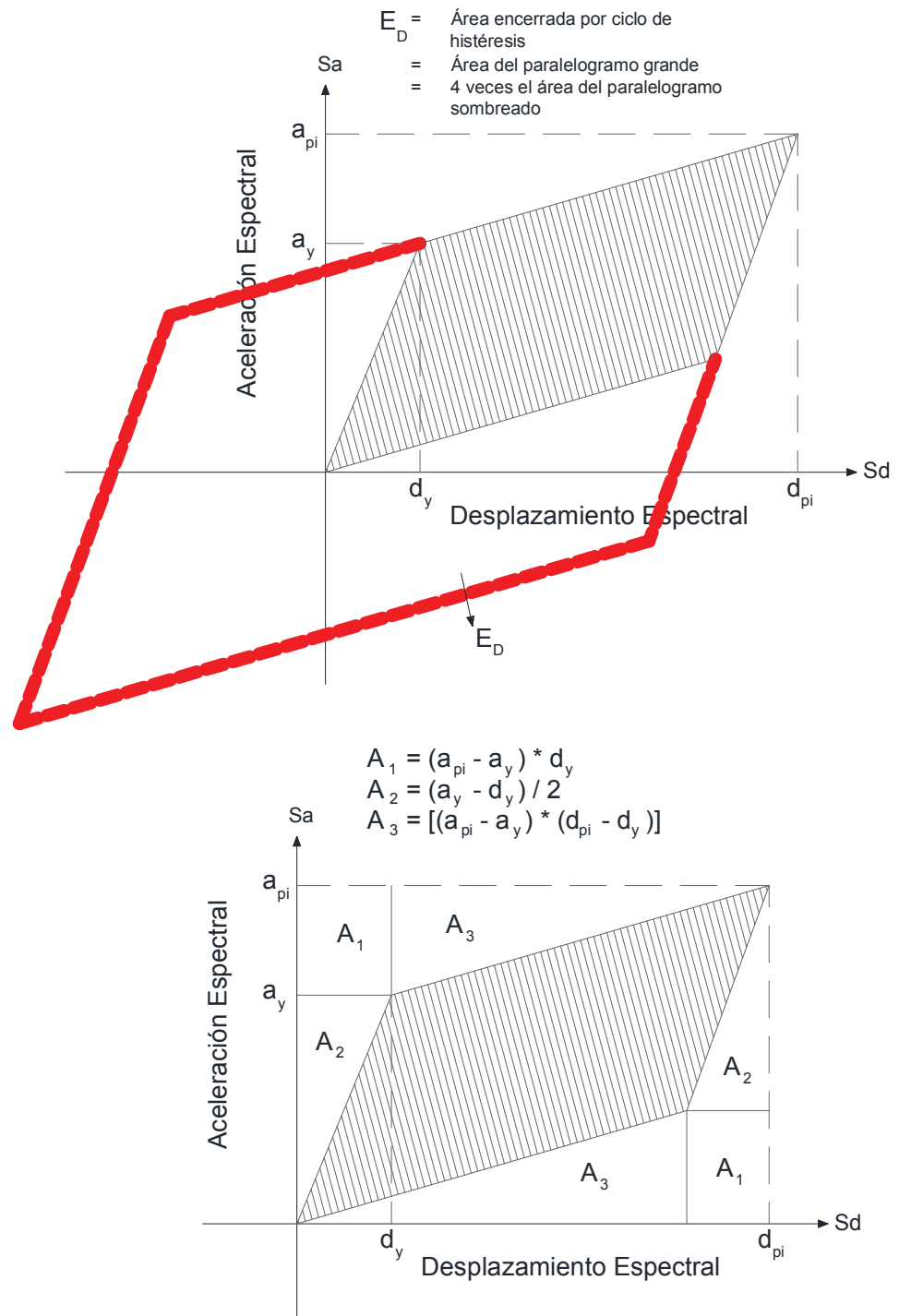


Figura 2.22. Derivación de energía disipada por amortiguamiento
 FUENTE: ATC-40, 1996

Así β_0 puede escribirse como:

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{4(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi} / 2} = \frac{2}{\pi} \frac{a_y d_{pi} - d_y a_{pi}}{a_{pi} d_{pi}}$$

$$\beta_0 = \frac{0.637 (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$$

Y en términos de porcentaje, la ecuación se vuelve:

$$\beta_0 = \frac{63.7 (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \quad (2.9)$$

Entonces β_{eq} se vuelve:

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 5 = \frac{63.7 (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad (2.10)$$

Para aquellas estructuras que no son típicamente dúctiles, el cálculo del amortiguamiento viscoso equivalente y el ciclo de histéresis idealizado en la figura 2.22, proporcionan resultados que sobreestiman los niveles realistas de amortiguamiento. Por ello se ingresa el concepto de amortiguamiento viscoso efectivo utilizando un factor modificador del amortiguamiento κ , que depende del comportamiento estructural del edificio, que a su vez depende de la capacidad resistente del sistema y la duración de la sacudida del suelo (ATC-40, 1996). Y está definido por:

$$\beta_{eff} = \kappa \beta_0 + 5 = \frac{63.7 \kappa (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad (2.11)$$

En la tabla siguiente, se indican los valores del factor modificador del amortiguamiento κ de acuerdo al tipo de comportamiento estructural, desde el tipo A que representa ciclos de histéresis estables, razonablemente completos, hasta el tipo C que representa un comportamiento deficiente de la histéresis con una reducción sustancial del área del ciclo histerético (ATC-40, 1996).

Tabla 2.7. Valores del factor modificador del amortiguamiento k

Tipo de comportamiento estructural	β_0 (%)	κ
Tipo A	≤ 16.25	1
	> 16.25	$1.13 - \frac{0.51 (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo B	≤ 25	0.67
	> 25	$0.845 - \frac{0.446 (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo C	Cualquier valor	0.33

FUENTE: ATC-40, 1996

Las ecuaciones para los factores de reducción de la respuesta espectral SR_A y SR_V son:

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})}{2.12} \quad (2.12)$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}{1.65} \quad (2.13)$$

Estos valores deben ser mayores o iguales que los valores dados en la tabla siguiente:

Tabla 2.8. Valores mínimos requeridos para SR_A y SR_V .

Tipo de comportamiento estructural	SR_A	SR_V
Tipo A	0.33	0.5
Tipo B	0.44	0.56
Tipo C	0.56	0.67

FUENTE: ATC-40, 1996

2.1.7. Demanda sísmica y la Norma Técnica E.030-2006 y E.030-2016

El avance significativo en nuevos criterios de diseño sismorresistente, debe ser extendido a todas las estructuras existentes. Además, es necesario comprobar que las nuevas filosofías de diseño proporcionan estructuras resistentes que permiten preservar las vidas humanas y que cumplen con los objetivos básicos de las normativas para los movimientos sísmicos de diseño considerado. De esta forma, se avanza en el campo preventivo, evitando catástrofes que dejan como resultado pérdidas incalculables e inaceptables tanto desde el punto de vista social como económico (Bonett, 2003).

2.1.7.1. Filosofía y principios de diseño sismorresistente

- a. La estructura no debería colapsar ni causar graves daños a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto.
- b. La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de los límites aceptables.

Como se aprecia, la actual norma de diseño sismorresistente al igual que la anterior a esta, menciona únicamente dos niveles de demanda sísmica, las cuales no define de forma explícita. Asimismo, presenta dos objetivos de desempeño pero no se exige su verificación.

El cumplimiento de tales objetivos de desempeño se trata de satisfacer implícitamente mediante procedimientos y reglas prescriptivas para un único nivel de demanda catalogado como sismo severo (sismo raro). Por lo tanto, queda la incertidumbre del comportamiento de las edificaciones para los otros niveles de amenaza sísmica.

Mediante las reglas y procedimientos descritos en la Norma Técnica E.030, se diseña para el nivel supuesto de **seguridad de vida**, que es evaluada de manera implícita pero no comprobable, a través de la deriva de piso.

2.1.7.2. Demanda sísmica según la Norma Peruana

La norma peruana de Diseño Sismorresistente E-030 indica que para determinar un espectro inelástico de pseudoaceleraciones, se utilizan los diferentes factores indicados en la misma como el factor de zona (Z), el factor de uso (U), el factor de amplificación sísmica (C), el factor del suelo (S), un factor de reducción (R) y la aceleración sísmica (g). Los cuales definen el espectro con la siguiente fórmula:

$$S_a = \frac{Z.U.C.S.}{R} \cdot g \quad (2.14)$$

El espectro resultante es el espectro de demanda y se representa gráficamente en una curva en función de la aceleración máxima de respuesta respecto el correspondiente desplazamiento máximo, para un período y nivel de amortiguamiento dado (Safina, 2002).

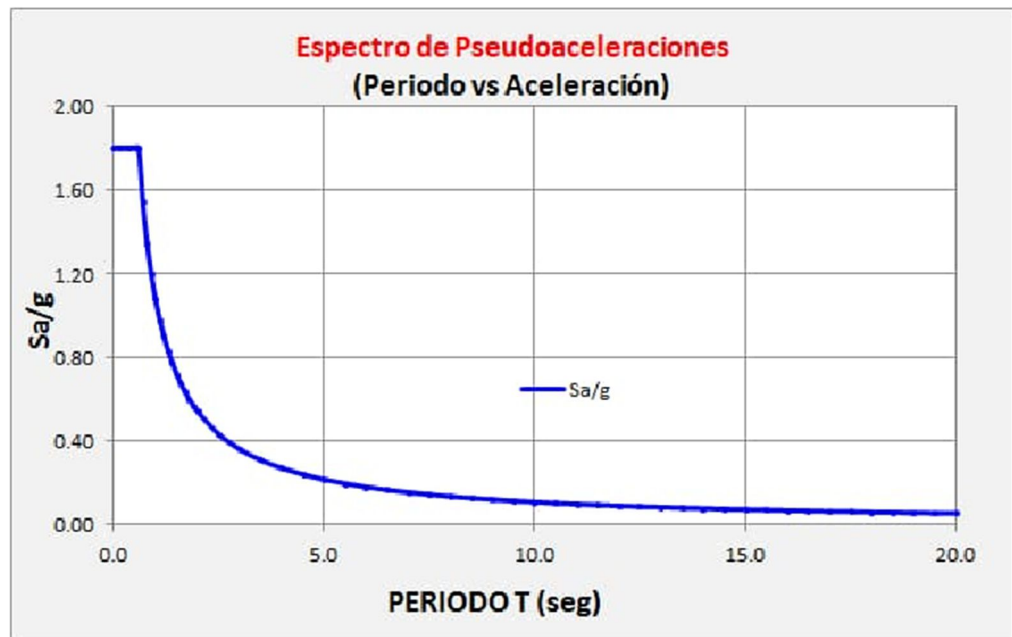


Figura 2.23. Espectro de demanda

2.1.7.3. Conversión de espectro de demanda sísmica a un formato ADRS

Según ATC-40, cada punto en la curva del espectro de respuesta le corresponde una determinada aceleración espectral S_a , velocidad espectral S_v , desplazamiento espectral S_d y período T . Para convertir un espectro del formato estándar (S_a vs. T) al formato ADRS (S_a vs. S_d), es necesario determinar el valor de S_d para cada punto en la curva con la ecuación:

$$S_{d_i} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{a_i} g \quad (2.15)$$

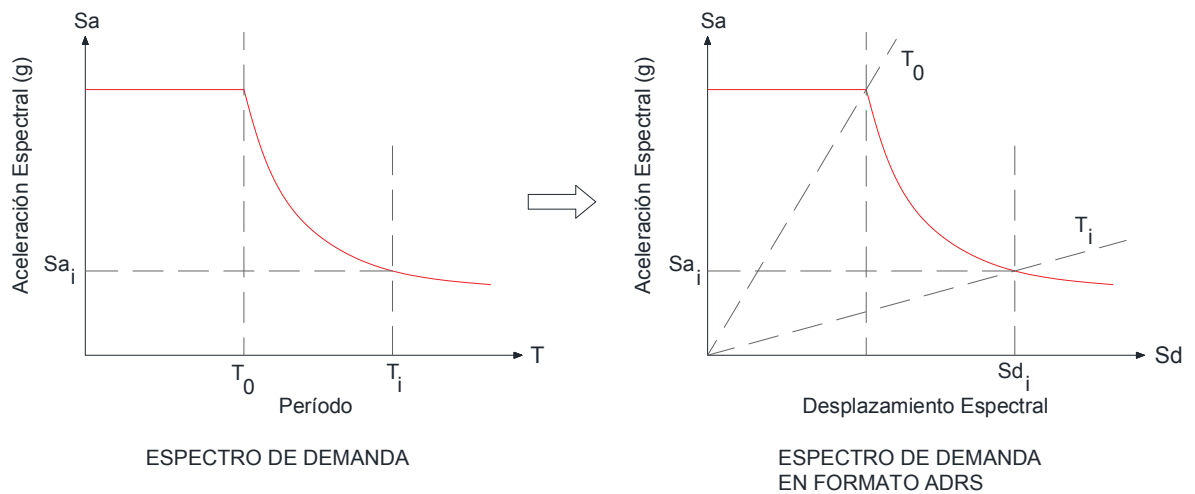


Figura 2.24. Conversión del Espectro de demanda a un formato ADRS
 FUENTE: ATC-40, 1996

2.1.8. Determinación del punto de desempeño

2.1.8.1. Procedimiento según ATC- 40

Después de obtener el espectro de capacidad (con el método Pushover) y el espectro de demanda (según la norma de Diseño Sismorresistente E-030), lo que prosigue es superponer ambos en el formato ADRS y determinar el punto de desempeño, donde tanto la capacidad como la demanda se igualan, permitiendo estimar la respuesta máxima de la edificación, la cual servirá de base para compararla con el nivel de desempeño esperado (Safina, 2002). El proceso para calcular este punto, según el ATC-40, es:

1. Desarrolle el espectro de respuesta amortiguado (elástico) del 5% apropiado para el sitio usando los procedimientos provistos anteriormente para el cálculo de la demanda sísmica.

2. Transforme la curva de capacidad (obtenida con el análisis Pushover) en un espectro de capacidad como se describe en la Sección 2.1.6.3. usando las ecuaciones 2-1, 2-2, 2-3 y 2-4. Trace el espectro de capacidad en el mismo diagrama que el espectro de respuesta amortiguada al 5% como se muestra en la figura 2.25.

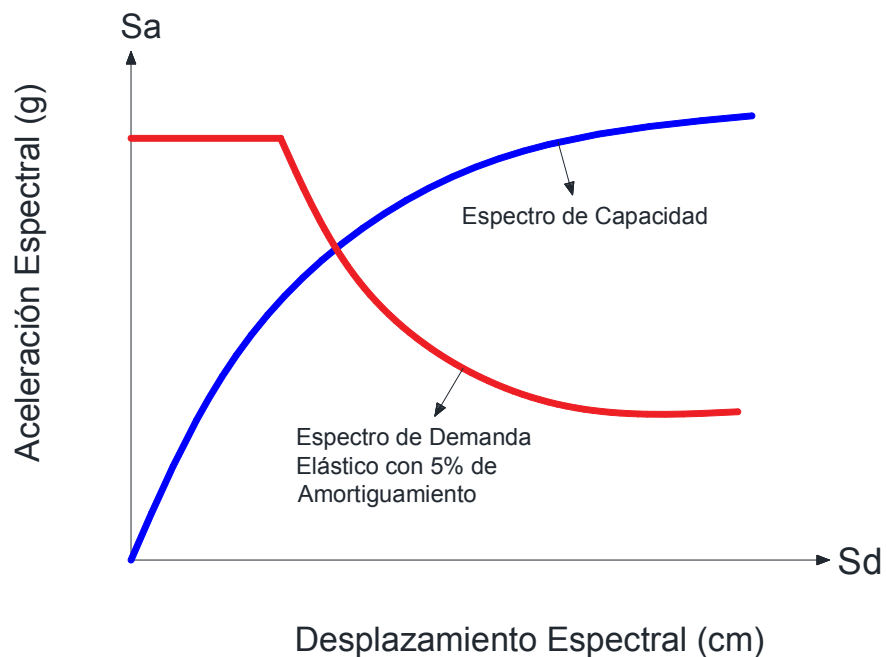


Figura 2.25. Superposición del Espectro de demanda y de capacidad en formato ADRS
FUENTE: ATC-40, 1996

3. Seleccione un punto de desempeño de prueba (a_{pi} , d_{pi}) como se muestra en la figura 2.26. Una primera opción de este punto podría ser el desplazamiento obtenido utilizando la aproximación de desplazamiento igual, o podría ser el punto final del espectro de capacidad, o podría ser cualquier otro punto elegido a juicio del diseñador.

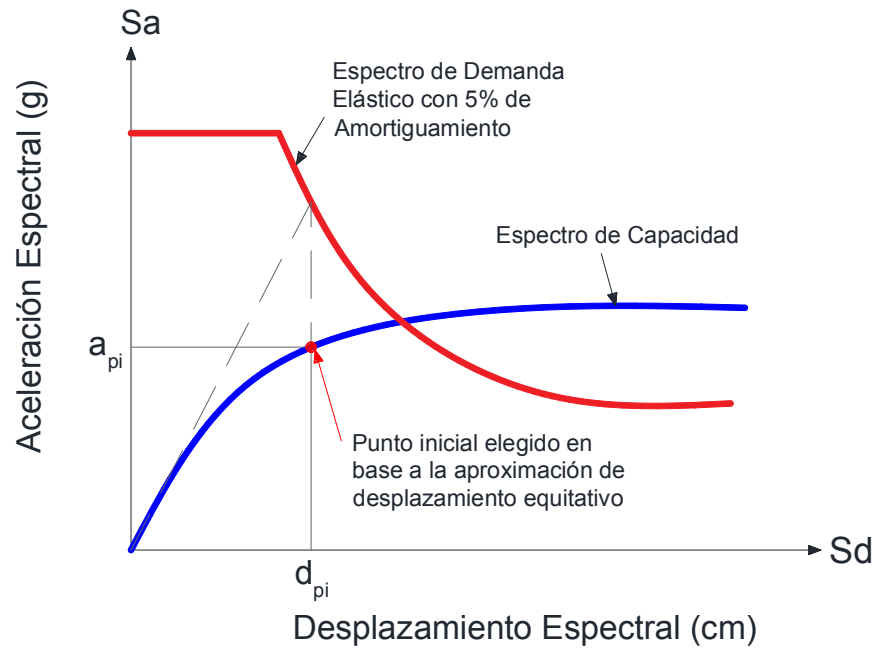


Figura 2.26. Punto de prueba (a_{pi} , d_{pi})
 FUENTE: ATC-40, 1996

4. Desarrollar una representación bilineal del Espectro de Capacidad.

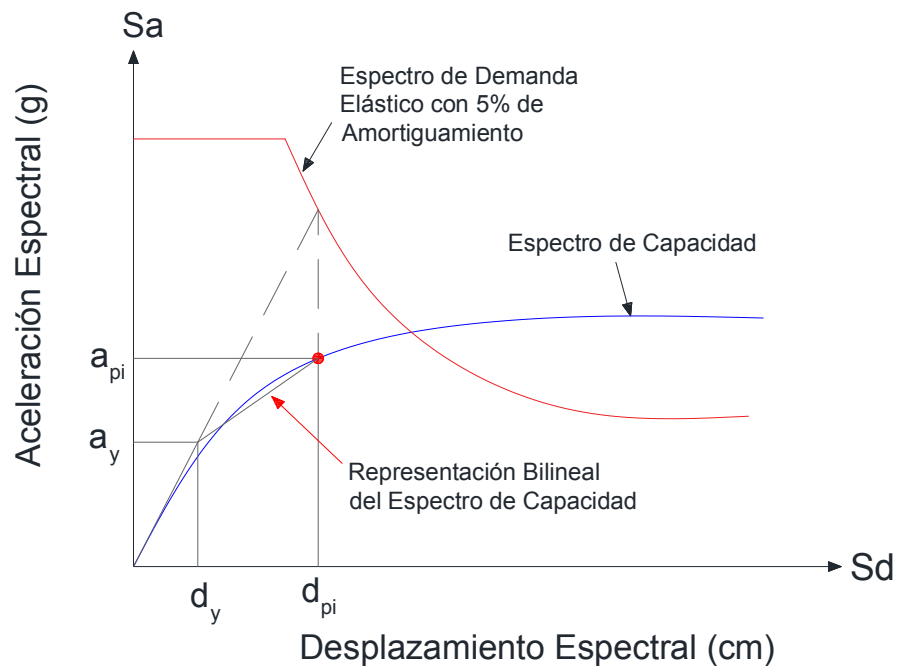


Figura 2.27. Representación Bilineal del Espectro de capacidad
 FUENTE: ATC-40, 1996

5. Calcular los factores de reducción espectral que se dan en las ecuaciones 2-12 y 2-13. Desarrollar el espectro de demanda y dibujarlo en el mismo diagrama que el espectro de capacidad como se muestra en la figura 2.28.

6. Determine si el espectro de demanda intersecta el espectro de capacidad en el punto (a_{pi}, d_{pi}) o si el desplazamiento en el que el espectro de demanda se cruza con el espectro de capacidad, d_i , se encuentra dentro de una tolerancia aceptable de d_{pi} . Esta tolerancia aceptable es de $(0.95 d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi})$.

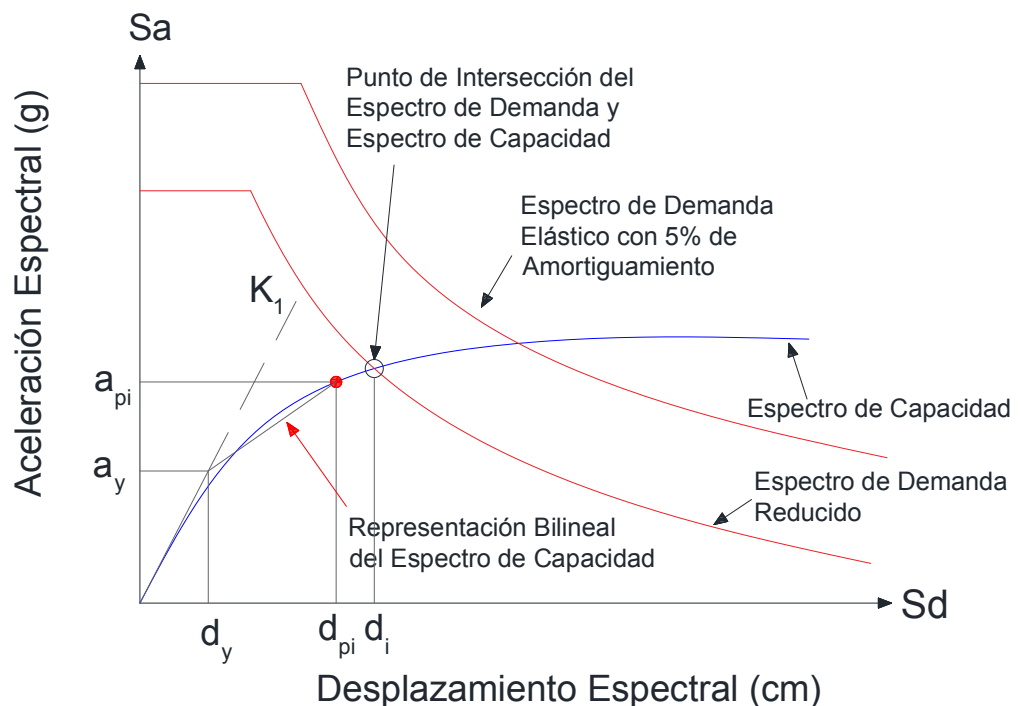


Figura 2.28. Intersección del punto (a_{pi}, d_{pi})
 FUENTE: ATC-40, 1996

7. Si el espectro de demanda no se cruza con el espectro de capacidad dentro de una tolerancia aceptable, seleccione un nuevo punto (a_{pi}, d_{pi}) y vuelva al paso 4.

8. Si el espectro de demanda intersecta el espectro de capacidad dentro de una tolerancia aceptable, entonces el punto de rendimiento de prueba (a_{pi} , d_{pi}), es el punto de desempeño (a_p , d_p), y el desplazamiento d_p representa el desplazamiento estructural máximo esperado para el terremoto de demanda.

2.1.8.2. Procedimiento según FEMA 440

La norma FEMA 440 (Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures) tiene como objetivo, la mejora de los procedimientos estáticos no lineales (NSP) contenidos en FEMA 356 (Método de los coeficientes) y en el informe ATC-40 (Método del Espectro de Capacidad –Demanda) , y el desarrollo de orientación sobre cuándo y cómo debe usarse cada metodología para evitar respuestas contradictorias en la determinación del desempeño de una estructura.

La mejora al Método del Espectro Capacidad – Demanda se presenta a través de un procedimiento llamado LINEARIZACIÓN EQUIVALENTE. El objetivo es estimar la respuesta máxima de desplazamiento del sistema no lineal con un sistema lineal "equivalente" utilizando un período efectivo, T_{eff} y amortiguación efectiva, β_{eff} . Los parámetros lineales efectivos son funciones de las características de la curva de capacidad, el período inicial correspondiente y la amortiguación, y la demanda de ductilidad, μ .

Dado que el período efectivo, T_{eff} , y la amortiguación efectiva, β_{eff} , son ambas funciones de la demanda de ductilidad, el cálculo de un desplazamiento máximo usando la Linearización Equivalente no es directa y requiere un procedimiento de solución iterativo o gráfico. Esto es lo mismo que la situación anterior con el Método del Espectro de Capacidad – Demanda del ATC 40. Aquí se presenta uno de los procedimientos para la determinación del punto de desempeño.

1. Seleccionar una representación espectral del movimiento del suelo de interés con un amortiguamiento inicial, β_i (normalmente 5%). Este puede ser un espectro de diseño de ATC-40 o FEMA 356, un espectro determinista específico del sitio o un espectro probabilístico de igual peligrosidad.
2. Convertir el espectro seleccionado a un formato de espectro de respuesta de Aceleración - Desplazamiento de acuerdo con la orientación en ATC 40. Este espectro es la demanda inicial de ADRS.
3. Seleccionar un punto de desempeño inicial (a_{pi} , d_{pi}). Esto puede basarse en una aproximación de desplazamiento equitativo como se muestra en la figura 2.26 o en cualquier otro punto basado en el juicio de ingeniería.
4. Desarrollar una representación bilineal del Espectro de Capacidad, tal como se muestra en la figura 2.27.

5. Para la representación bilineal desarrollada en el paso anterior, calcular los valores de rigidez post-elástica, α y ductilidad, μ , de la siguiente manera:

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)} \quad (2.16)$$

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} \quad (2.17)$$

6. Utilizando los valores calculados para la rigidez post-elástica, α y la ductilidad, μ , del paso anterior, calcular la amortiguación efectiva correspondiente, β_{eff} . De manera similar, calcular el período efectivo correspondiente, T_{eff} .

Amortiguamiento efectivo β_{eff} :

Para $1.0 < \mu < 4.0$:

$$\beta_{eff} = 4.9 (\mu - 1)^2 - 1.1 (\mu - 1)^3 + \beta_0 \quad (2.18)$$

Para $4.0 < \mu < 6.5$:

$$\beta_{eff} = 14.0 + 0.32 (\mu - 1) + \beta_0 \quad (2.19)$$

Para $\mu > 6.5$:

$$\beta_{eff} = 19 \left[\frac{0.64(\mu - 1) - 1}{0.64 (\mu - 1)^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0 \quad (2.20)$$

Período efectivo T_{eff} :

Para $1.0 < \mu < 4.0$:

$$T_{eff} = \{0.20 (\mu - 1)^2 - 0.038 (\mu - 1)^3 + 1\} T_0 \quad (2.21)$$

Para $4.0 < \mu < 6.5$:

$$T_{eff} = [0.28 + 0.13 (\mu - 1) + 1]T_0 \quad (2.22)$$

Para $\mu > 6.5$:

$$T_{eff} = \{0.89 \left[\sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + 0.05(\mu - 2)}} - 1 \right] + 1\}T_0 \quad (2.23)$$

Estas expresiones son aplicadas sólo para $T_0=0.2$ a 2.0 seg.

7. Usando la amortiguación efectiva determinada a partir del paso 6, ajustar las ordenadas de aceleración espectral inicial a β_{eff} mediante la siguiente formulación:

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} \quad (2.24)$$

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{eff}(\text{en } \%)} \quad (2.25)$$

Para la intersección directa de la demanda con el espectro de capacidad para la determinación del punto de desempeño, es necesario multiplicar las ordenadas de la demanda ADRS correspondiente a la amortiguación efectiva con el factor de modificación, que puede calcularse a través de la siguiente expresión:

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_{sec}}\right)^2 = \left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 \left(\frac{T_0}{T_{sec}}\right)^2 \quad (2.26)$$

Donde:

$$\left(\frac{T_0}{T_{sec}}\right)^2 = \frac{1 + \alpha (\mu - 1)}{\mu} \quad (2.27)$$

8. Comparar el desplazamiento máximo estimado, d_i , con la suposición inicial (o previa). Si está dentro de una tolerancia aceptable, el punto de desempeño corresponde a a_i y d_i (ver figura 2.28). Si no está dentro de la tolerancia aceptable, repetir el proceso usando a_i y d_i , o alguna otra suposición seleccionada como punto de partida.

2.1.9. Comparación entre Norma E.030 2006 y E.030 2016

La norma de Diseño Sismorresistente E.030 2006 considera que el Perú está dividido en tres zonas a los cuales se le asigna un factor de zona Z que según la norma E.030 se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años, mientras que en la norma E.030 modificada del 2016 se indica 4 zonas. Es importante considerar el valor de este factor de zona, puesto que este se utiliza para calcular el valor de la cortante en la base.

Tabla 2.9. Factores de zona según norma E.030 2006 y norma E.030 2016

Factores de zona según E.030 2006	
ZONA	Z
3	0.4
2	0.3
1	0.15

Factores de zona según E.030 2016	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Los perfiles de suelo que establece la norma E.030 del 2006 son 4 (S_1 a S_4) y que con sólo determinar el perfil en base a las propiedades mecánicas del suelo, espesor del estrato y la velocidad de las ondas de

corte se le asignaba un único factor de suelo S. En cambio, en la norma del 2016 se adiciona a los cuatro perfiles de la norma del 2006, el perfil tipo S₀ que corresponde a roca dura y una vez que se determina el tipo de perfil de suelo se relaciona con la zona en estudio para poder hallar el factor de suelo S. En cuanto a la determinación del tipo de perfil se puede recurrir a parte de ensayos, a mapas geotécnicos que brinden información acerca de la resistencia al corte y velocidad de ondas.

Tabla 2.10. Factores de suelo según norma E.030 2006

Factores de suelo según E.030 2006			
Tipo	Descripción	T _p (S)	S
S1	Roca o suelos muy rígidos	0.4	1.0
S2	Suelos intermedios	0.6	1.2
S3	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	0.9	1.4
S4	Condiciones excepcionales	*	*

Tabla 2.11. Factores de suelo según norma E.030 2016

Factores de suelo según E.030 2016				
	So	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

El factor de amplificación sísmica C en la norma E030 2006, está definido por el período fundamental de la estructura T y aquel período definido por el espectro según el tipo de suelo T_p a través de $C = 2.5 \times (\frac{T_p}{T})$, siendo este factor menor o igual a 2.5. Para el 2016, surge un nuevo período T_L que define el inicio de la zona del factor C con

desplazamiento constante. Para ello, el valor de T_p y T_L dependen del tipo de perfil de suelo y de acuerdo al intervalo en que se encuentre el período fundamental se tomará el factor C.

$$T < T_p \quad C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 \times \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 \times \left(\frac{T_p \times T_L}{T^2}\right)$$

En cuanto a los sistemas estructurales hubo un cambio significativo, puesto que en la norma anterior del 2006 el sistema de muros estructurales predominaba siempre que la resistencia de estos actúa con por lo menos el 80% del cortante en la base, mientras que la norma actual este porcentaje es 70%.

Para el caso del sistema dual cuyas acciones sísmicas son resistidas por pórticos y muros estructurales, en la norma E.030 2006 indica que los pórticos deben ser diseñados para tomar por lo menos el 25% del cortante en la base y los muros según las fuerzas obtenidas en el análisis que explica la norma. En tanto en la norma E.030 2016 los pórticos toman el 30% de la cortante en la base y los muros entre el 20% y 70% del cortante. Este aspecto es importante puesto que permite definir el valor del coeficiente de reducción R que afecta el valor de la cortante basal.

Las irregularidades estructurales en altura (I_A) como las irregulares de resistencia – piso débil, irregularidad extrema de rigidez y extrema de resistencia, discontinuidad extrema de los sistemas resistentes, así como las irregularidades estructurales en planta (I_P) como la irregularidad torsional extrema y sistemas paralelos; son aquellas que han sido adicionadas a las ya existentes en la norma del 2006 y son mencionadas en la norma vigente. Si la estructura en estudio presenta estas irregularidades los valores que se asignen a los factores I_A y I_P afectarán al valor del coeficiente de reducción R a través de $R = R_0 \cdot I_A \cdot I_P$. Donde R_0 es el coeficiente determinado según el sistema estructural mencionado anteriormente.

La norma E.030 (2016) indica que los desplazamientos laterales para las estructuras regulares, se calcularán multiplicando $0.75 R$ a los resultados que se obtienen luego del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Desplazamientos que luego de dividir entre la altura de entrepiso resultan la deriva que no debe ser mayor a los límites indicados en la norma:

Tabla 2.12. Desplazamientos laterales admisibles según norma E.030 2016

Límites para la distorsión del entrepiso	
Material predominante	Deriva
Concreto Armado	0.007
Acero	0.01
Albañilería	0.005
Madera	0.01
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

2.2. MARCO REFERENCIAL

Para conocer el ámbito en el que se desarrolla el presente trabajo de investigación, es necesario hacer referencia a los trabajos de autores que son de interés.

A nivel internacional se han hecho grandes avances en el estudio de la metodología de Análisis Sísmico por Desempeño, incorporándose ya en las normativas de Diseño Sismorresistente de algunos países como Estados Unidos y Japón. Además se están haciendo esfuerzos en materia experimental y teórica. Estudios como el de Safina (2002) en el que se realiza una investigación generalizada de la vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificaciones esenciales, pone énfasis en la relevante función que éstas desempeñan en la atención y gestión de la emergencia debido a sismos. Y, presenta algunas características de las edificaciones esenciales, en la que se destaca la densidad de algunas de ellas para diferentes horarios:

Tabla 2.13. Densidad de ocupantes para diferentes horarios en edificaciones esenciales

Descripción de uso de la edificación	N° Personas /100m ²	
	03:00 p.m.	03:00 a.m.
Residencial	1.2	3.1
Educacional	20.0	0.5
Gubernamental	4.0	-
Servicios de Emergencia (Bomberos, Policía)	3.0	-
Hospital	5.0	2.0

FUENTE: Safina, 2002

Es bastante notoria la alta densidad de las edificaciones educacionales durante el día, lo que da un respaldo de la importancia de analizar tales

estructuras existentes y exigir que las nuevas cumplan los objetivos de desempeño mínimos, para minimizar la probabilidad de afectación a la vida y a los bienes. Finalmente, en tal investigación se hace hincapié que el estudio de la vulnerabilidad sísmica debe abordarse desde un punto de vista global que considere la vulnerabilidad física (estructural y no estructural) y la vulnerabilidad funcional.

En el Perú se han realizado diversas investigaciones a edificaciones educativas peruanas como los realizados por Astorga y Aguilar (2006); y, Quispe, Álvarez, Muñoz y Blondet (2004). En ellas se identifican a los edificios construidos antes del año 1997, como Edificio 780 pre NDSR-1997 y los construidos después, como Edificio 780 actual. Resalta aquí, la similitud en la configuración estructural de uno de los módulos que se pretende analizar y construido en el año 1996 con el edificio 780 pre.

Los edificios 780 pre fueron construidos antes de la publicación de la Norma de Diseño Sismorresistente del año 1997, en la cual se corrige los problemas de flexibilidad que presentaron los edificios sometidos al sismo de Nazca del año 1996, y construidos bajo los criterios de la Norma del año 1977.

En ambos estudios hay un consenso que dicho tipo de edificio, presenta una alta probabilidad de daños y no cumple con los objetivos de desempeño según VISIÓN 2000 para este tipo de estructura.

Tabla 2.14. Desempeño Sísmico de un edificio 780 pre para cada sismo de diseño

		NIVEL DE DESEMPEÑO			
		Completamente operacional	Operacional	Supervivencia	Cerca al Colapso
NIVEL DE SISMO	Ocasional (72 años)		X		
	Raro (475 años)			X	
	Muy Raro (970 años)			X	

Comportamiento Satisfactorio

Comportamiento Inaceptable

FUENTE: Quispe, Álvarez, Muñoz y Blondet, 2004

Asimismo, se describen los problemas de columna corta que éstos han sufrido en sismos pasados, ocasionado por la excesiva flexibilidad en el sentido longitudinal y el mal aislamiento de los alfeizares de albañilería.



Figura 2.29. Falla por columna corta en edificios escolares tipo 780 pre NDSR-1997
 FUENTE: Astorga y Aguilar, 2006

A nivel local, se han hecho estudios del desempeño sísmico a edificaciones esenciales como el realizado por León y Mendoza (2006), en que se desarrolla el procedimiento de Análisis Sísmico por

Desempeño en el programa SAP 2000 y se brindan algunos alcances para aplicarlo a cualquier estructura.

En la investigación de Cerna (2008), se realiza el estudio de Vulnerabilidad Sísmica de un pabellón de la I. E. Augusto Salazar Bondy con igual configuración estructural y construida en la misma época que uno de los módulos a analizar, tal estudio que consideró únicamente la condición en la que se encontraba y las medidas de sus elementos, identifican los problemas de columna corta y su elevada vulnerabilidad ante una sollicitación sísmica importante.

2.3. MARCO CONTEXTUAL

2.3.1. Ubicación

La presente investigación determinará el nivel de desempeño sísmico de los módulos 1 y 2, correspondientes al pabellón C de la Institución Educativa Augusto Salazar Bondy ubicados en:

Región : ANCASH
Departamento : ANCASH
Provincia : DEL SANTA
Distrito : NUEVO CHIMBOTE
Localidad : Urb. Buenos Aires II Etapa
Dirección : Av. Chimbote S/N



Figura 2.30. Ubicación del Departamento de Ancash en el Perú y ubicación de la Provincia del Santa en el Departamento de Ancash

FUENTE: Wikipedia

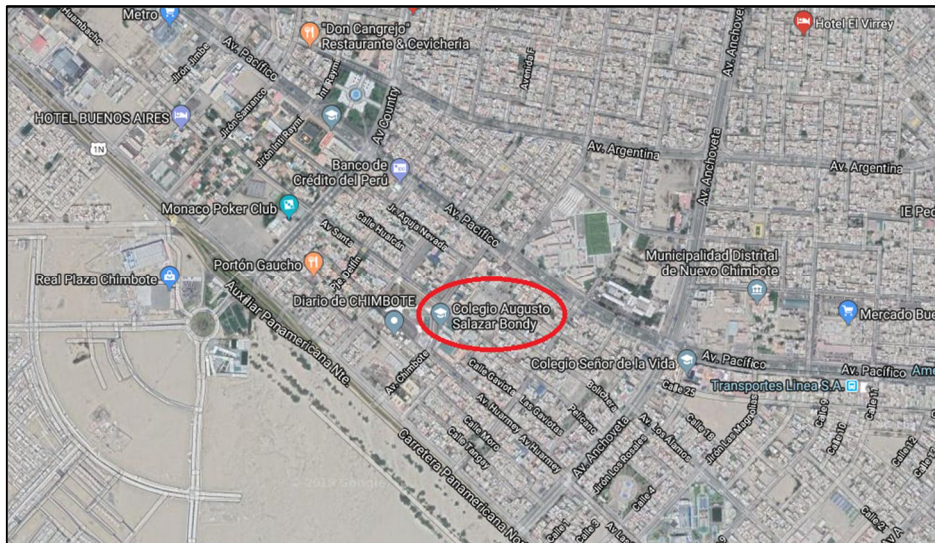


Figura 2.31. Ubicación de la I.E. Augusto Salazar Bondy en la ciudad de Nuevo Chimbote

FUENTE: Google Maps

2.3.2. Límites

- Por el Norte : Av. Chimbote
- Por el Sur : Calle Pelicano
- Por el Este : Instituto Superior Tecnológico CEPEA
- Por el Oeste : Av. Huarmey

2.3.3. Clima

La Institución Educativa presenta una altitud sobre el nivel del Mar de 22.60 m, con un clima templado cuya temperatura ambiente varía desde los 27 °C en verano hasta los 15°C en invierno y con precipitaciones casi nulas.

2.3.4. Tipo de suelo

Se presenta un perfil compuesto por material conglomerado, arenas limosas medianamente compactadas, con una capacidad admisible del terreno al nivel de cimentación (1.50m) de 1.50 kg/cm².

2.3.5. Descripción de la estructura

Las estructuras a analizar corresponden a dos módulos con la misma denominación de pabellón "C" de la I.E. Augusto Salazar Bondy.

2.3.5.1. Módulo 01

Este edificio construido durante el año 2013, consta de 3 niveles con una configuración estructural a base de pórticos, placas y muros de albañilería confinada en los tres niveles; las losas son aligeradas; cuenta con corredores y una escalera de concreto armado en forma de U en el lado derecho del pabellón. El edificio está destinado a uso de aulas.

Esta edificación fue diseñada estructuralmente considerando los parámetros establecidos en la norma de Diseño Sismorresistente E.030 – 2006.



Figura 2.32. Vista frontal del pabellón “C” de la I.E. Augusto Salazar Bondy



Figura 2.33. Vista lateral y posterior del pabellón “C” de la I.E. Augusto Salazar Bondy

• Características de los elementos estructurales

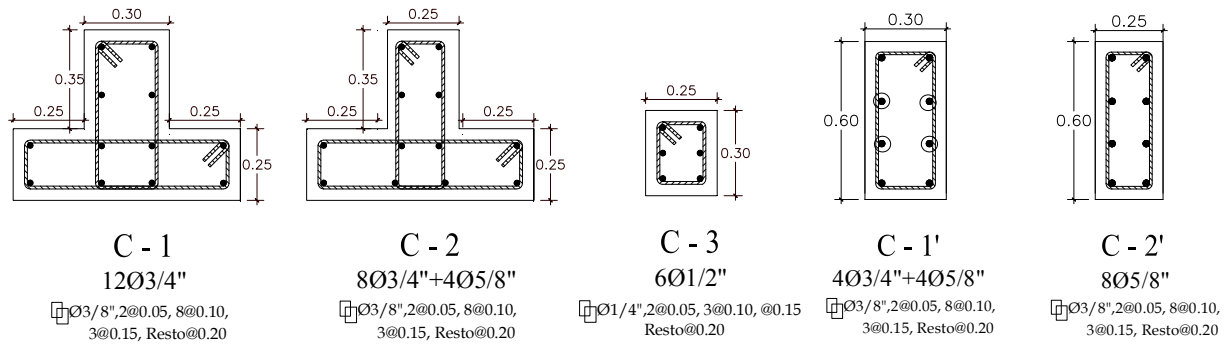
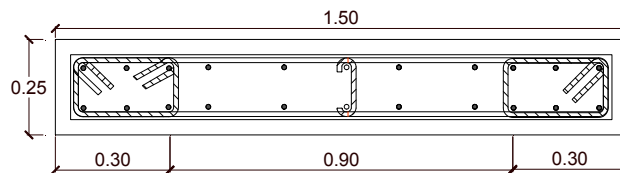


Figura 2.34. Columnas para el Módulo 01



P1

10Ø5/8" + 12 Ø1/2"

□ Ø3/8", 2@0.05, 3@0.10, 4@0.15, Resto@0.25

Figura 2.35. Placa para el Módulo 01

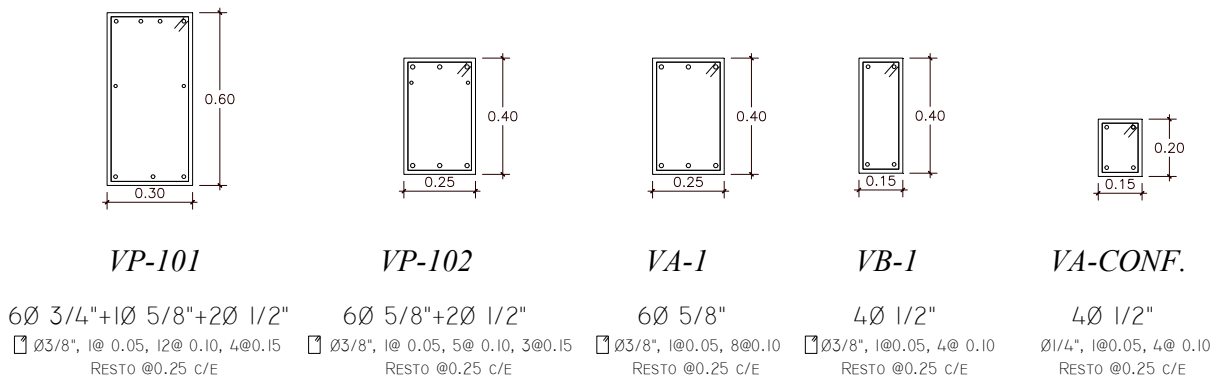


Figura 2.36. Vigas para el Módulo 01

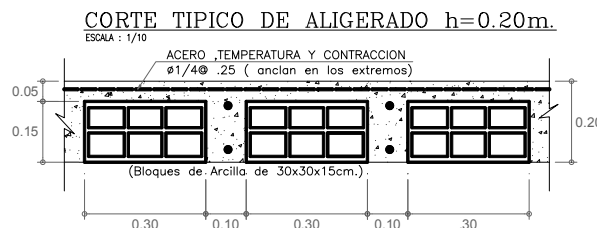


Figura 2.37. Aligerado para el Módulo 01

- **Propiedades de los materiales**

- Concreto Armado $E = 15100\sqrt{f'c}$ $\gamma = 2.4 T/m^3$
- Acero Grado 60 $E = 2 \times 10^6 kg/cm^2$ $\gamma = 7.85 T/m^3$
- Mampostería (sólida) $E = 500f'm$ $\gamma = 1.8 T/m^3$
- Resistencia a la compresión del concreto en vigas, columnas (pórticos) y placas
 - $f'c = 210 kg/cm^2$
- Resistencia a la compresión del concreto de columnas y vigas de amarre
 - $f'c = 175 kg/cm^2$
- Módulo de Elasticidad del Concreto:
 - $f'c = 210 kg/cm^2 \rightarrow E = 218819.79 kg/cm^2$
 - $f'c = 175 kg/cm^2 \rightarrow E = 199754.22 kg/cm^2$
- Peso unitario de albañilería $\gamma = 1800 kg/m^3$
- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo $f_y = 4200 kg/cm^2$
- Resistencia de las unidades de mampostería $f'b = 130 kg/cm^2$
- Ladrillo King Kong Tipo IV $f'm = 45 kg/cm^2$
- Módulo de Elasticidad de mampostería $E_m = 22500 kg/cm^2$
- Módulo de Corte $G_m = 9375 kg/cm^2$
- Relación de Poisson del Concreto $\mu = 0.20$
- Relación de Poisson de las unidades de mampostería $\mu = 0.15$

2.3.5.2. Módulo 02

El segundo módulo fue construido en el año 1996, de 2 niveles con una configuración estructural a base de pórticos y albañilería confinada en los dos niveles; las losas son aligeradas; cuenta con corredores y una escalera de concreto armado en forma de U en el lado derecho del pabellón. El edificio está destinado a uso de aulas.



Figura 2.38. Vista frontal del Módulo 02



Figura 2.39. Corredor del Módulo 02

• Características de los elementos estructurales

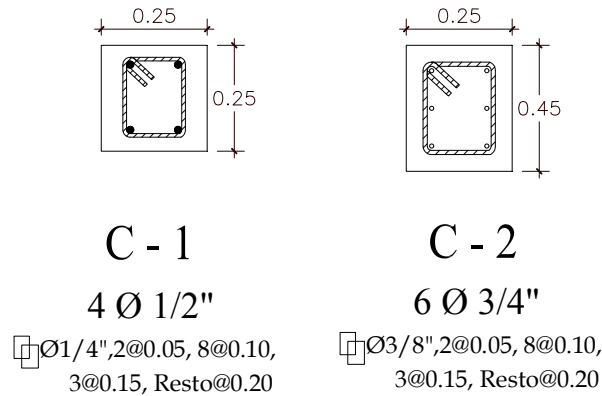


Figura 2.40. Columnas para el Módulo 02

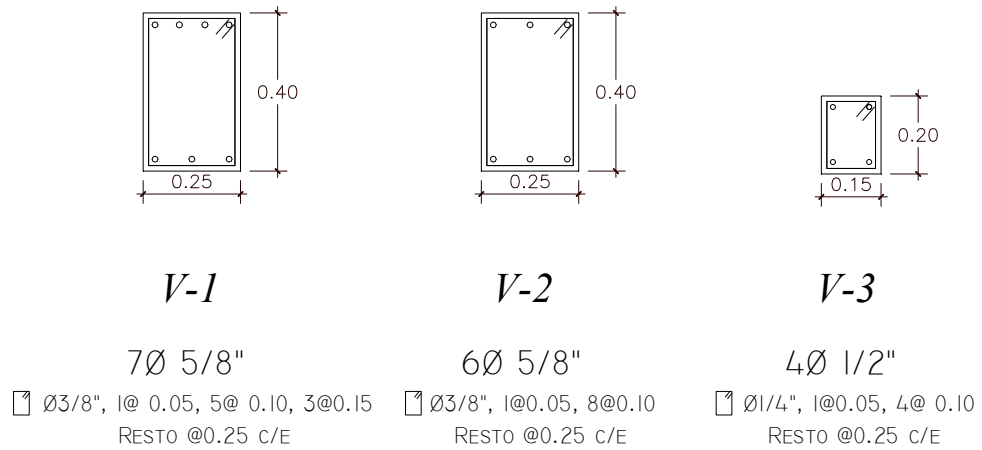


Figura 2.41. Vigas para el Módulo 02

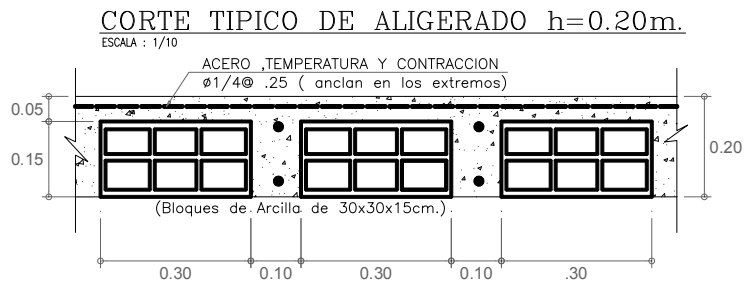


Figura 2.42. Aligerado para el Módulo 02

- **Propiedades de los materiales**

- Concreto Armado $E = 15100\sqrt{f'c}$ $\gamma = 2.4 T/m^3$
- Acero Grado 60 $E = 2 \times 10^6 kg/cm^2$ $\gamma = 7.85 T/m^3$
- Mampostería (sólida) $E = 500f'm$ $\gamma = 1.8 T/m^3$
- Resistencia a la compresión en columnas $f'c = 177 kg/cm^2$
- Resistencia a la compresión de vigas $f'c = 143.50 kg/cm^2$
- Módulo de Elasticidad del Concreto:

$$f'c = 177 kg/cm^2 \rightarrow E = 200892.43 kg/cm^2$$

$$f'c = 143.50 kg/cm^2 \rightarrow E = 180885.14 kg/cm^2$$

- Peso unitario de albañilería $\gamma = 1800 kg/m^3$
- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo $f_y = 4200 kg/cm^2$
- Resistencia de las unidades de mampostería $f'b = 130 kg/cm^2$
- Ladrillo King Kong Tipo IV $f'm = 45 kg/cm^2$
- Módulo de Elasticidad de mampostería $E_m = 22500 kg/cm^2$
- Módulo de Corte $G_m = 9375 kg/cm^2$
- Relación de Poisson del Concreto $\mu = 0.20$
- Relación de Poisson de las unidades de mampostería $\mu = 0.15$

2.4. MARCO NORMATIVO

Las normas consultadas para el desarrollo de la presente investigación son las que se presentan enseguida, acompañados de las tablas utilizadas más importantes:

1. ATC-40 – Applied Technology Council (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings (Vol. 1)*. Estado de California, Estados Unidos.

Tabla 2.15. Valores del factor modificador del amortiguamiento k

Tipo de comportamiento estructural	β_0 (%)	κ
Tipo A	≤ 16.25	1
	> 16.25	$1.13 - \frac{0.51 (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo B	≤ 25	0.67
	> 25	$0.845 - \frac{0.446 (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo C	Cualquier valor	0.33

FUENTE: ATC-40, 1996

2. Decreto Supremo que modifica la Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” del Reglamento Nacional de Edificaciones, aprobado por Decreto Supremo N°011 – 2006 – Vivienda, modificada con decreto supremo N° 002 – 2014 – Vivienda. (24 de enero del 2016). *Diario Oficial El Peruano*. Recuperado de <http://diariooficial.elperuano.pe/Normas>

Tabla 2.16. Factores de Zona E.030 2006

Tabla N°1 FACTORES DE ZONA	
ZONA	Z
3	0,4
2	0,3
1	0,15

FUENTE: Norma Técnica E 0.30, 2006

Tabla 2.17. Características y tipos de suelo E.030 2006

Suelos Cohesivos	Resistencia al Corte típica en condición no drenada (kPa)	Espesor del estrato (m) (*)
Blandos	< 25	20
Medianamente compactos	25 - 50	25
Compactos	50 - 100	40
Muy compactos	100 - 200	60
Suelos Granulares	Valores N típicos en ensayos de penetración estándar (SPT)	Espesor del estrato (m) (*)
Sueltos	4 - 10	40
Medianamente densos	10 - 30	45
Densos	Mayor que 30	100

(*) Suelo con velocidad de onda de corte menor que el de una roca.

FUENTE: Norma Técnica E 0.30, 2006

Tabla 2.18. Factores de suelo E.030 2006

Tabla N°2 Parámetros del Suelo			
Tipo	Descripción	T_p (s)	S
S ₁	Roca o suelos muy rígidos	0,4	1,0
S ₂	Suelos intermedios	0,6	1,2
S ₃	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	0,9	1,4
S ₄	Condiciones excepcionales	*	*

(*) Los valores de T_p y S para este caso serán establecidos por el especialista, pero en ningún caso serán menores que los especificados para el perfil tipo S₃.

FUENTE: Norma Técnica E 0.30, 2006

Tabla 2.19. Sistemas estructurales y coeficiente de reducción R E.030 2006

Tabla N° 6 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coficiente de Reducción, R Para estructuras regulares (*) (**)
Acero	
Pórticos dúctiles con uniones resistentes a momentos.	9,5
Otras estructuras de acero:	
Arriostres Excéntricos.	6,5
Arriostres en Cruz.	6,0
Concreto Armado	
Pórticos ⁽¹⁾ .	8
Dual ⁽²⁾ .	7
De muros estructurales ⁽³⁾ .	6
Muros de ductilidad limitada ⁽⁴⁾ .	4
Albañilería Armada o Confinada ⁽⁵⁾ .	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

FUENTE: Norma Técnica E 0.30, 2006

Tabla 2.20. Derivas Límites permisibles E.030 2006

Tabla N° 8 LÍMITES PARA DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO Estos límites no son aplicables a naves industriales	
Material Predominante	(D_i / h_{e_i})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010

FUENTE: Norma Técnica E 0.30, 2006

Tabla 2.21. Factores de zona E.030 2016

Tabla N° 1 FACTORES DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

FUENTE: Norma Técnica E 0.30, 2016

Tabla 2.22. Características y tipos de suelo E.030 2016

Tabla N° 2 CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO			
Perfil	\bar{V}_s	\bar{N}_{60}	\bar{S}_{uz}
S_2	> 1500 m/s	-	-
S_1	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa
S_2	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S_3	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S_4	Clasificación basada en el EMS		

FUENTE: Norma Técnica E 0.30, 2016

Tabla 2.23. Parámetros de sitio (S , T_P y T_L) E.030 2016

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"				
ZONA \ SUELO	S_0	S_1	S_2	S_3
Z_4	0,80	1,00	1,05	1,10
Z_3	0,80	1,00	1,15	1,20
Z_2	0,80	1,00	1,20	1,40
Z_1	0,80	1,00	1,60	2,00

Tabla N° 4 PERÍODOS " T_P " Y " T_L "				
	Perfil de suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
T_P (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T_L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

FUENTE: Norma Técnica E 0.30, 2016

Tabla 2.24. Sistemas estructurales y coeficiente de reducción R_0 E.030 2016

Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coficiente Básico de Reducción R_0 (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albanilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

FUENTE: Norma Técnica E 0.30, 2016

Tabla 2.25. Derivas Límites permisibles E.030 2016

Tabla N° 11 LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_j / h_{ej})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

FUENTE: Norma Técnica E 0.30, 2016

3. FEMA 356 (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. American Society of Civil Engineers. Washington D.C., Estados Unidos.

Tabla 2.26. Valores de rigidez efectiva de elementos en estructuras existentes

Table 6-5 Effective Stiffness Values			
Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	—
Beams—prestressed	E_cI_g	$0.4E_cA_w$	—
Columns with compression due to design gravity loads $\geq 0.5 A_g f_c$	$0.7E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Columns with compression due to design gravity loads $\leq 0.3 A_g f_c$ or with tension	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_sA_s
Walls—uncracked (on inspection)	$0.8E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Walls—cracked	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Flat Slabs—nonprestressed	See Section 6.5.4.2	$0.4E_cA_g$	—
Flat Slabs—prestressed	See Section 6.5.4.2	$0.4E_cA_g$	—

Note: It shall be permitted to take I_g for T-beams as twice the value of I_g of the web alone. Otherwise, I_g shall be based on the effective width as defined in Section 6.4.1.3. For columns with axial compression falling between the limits provided, linear interpolation shall be permitted. Alternatively, the more conservative effective stiffnesses shall be used.

FUENTE: FEMA 356, 2000

Tabla 2.27. Parámetros de modelado y valores de aceptación en la idealización del momento – giro de vigas

Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters ³					Acceptance Criteria ³					
	Plastic Rotation Angle, radians			Residual Strength Ratio		Plastic Rotation Angle, radians					
						Performance Level					
	a			b		c		Component Type			
								Primary		Secondary	
a			b		c		IO	LS	CP	LS	CP
i. Beams controlled by flexure¹											
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$									
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05	
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04	
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03	
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02	
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03	
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015	
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015	
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01	
ii. Beams controlled by shear¹											
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02	
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01	
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span¹											
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02	
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01	
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint¹											
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03	

FUENTE: FEMA 356, 2000

Tabla 2.28. Parámetros de modelado y valores de aceptación en la idealización del momento – giro de columnas

Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions	Modeling Parameters ⁴					Acceptance Criteria ⁴				
	Plastic Rotation Angle, radians			Residual Strength Ratio		Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
	a			b		IO		Component Type		
								Primary		Secondary
a	b	c	LS	CP	LS	CP	LS	CP		
i. Columns controlled by flexure¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
ii. Columns controlled by shear^{1,3}										
All cases ⁵			—	—	—	—	—	—	.0030	.0040
iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^{1,3}										
Hoop spacing ≤ d/2			0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02
Hoop spacing > d/2			0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
iv. Columns with axial loads exceeding 0.70P_o^{1,3}										
Conforming hoops over the entire length			0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01	0.02
All other cases			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

FUENTE: FEMA 356, 2000

Tabla 2.29. Parámetros de modelado y valores de aceptación en la idealización del momento – giro de los nudos

Table 6-9 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures— Reinforced Concrete Beam-Column Joints

Conditions	Modeling Parameters ⁴					Acceptance Criteria ⁴				
	Plastic Shear Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
	Component Type									
	Primary			Secondary						
a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP			
i. Interior joints^{2,3}										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf.	$\frac{V}{V_n}$								
≤ 0.1	C	≤ 1.2	0.015	0.03	0.2	0.0	0.0	0.0	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 1.5	0.015	0.03	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≥ 0.4	C	≤ 1.2	0.015	0.025	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.025
≥ 0.4	C	≥ 1.5	0.015	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 1.2	0.005	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≤ 0.1	NC	≥ 1.5	0.005	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
≥ 0.4	NC	≤ 1.2	0.005	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
≥ 0.4	NC	≥ 1.5	0.005	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
ii. Other joints^{2,3}										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ¹	$\frac{V}{V_n}$								
≤ 0.1	C	≤ 1.2	0.01	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≤ 0.1	C	≥ 1.5	0.01	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
≥ 0.4	C	≤ 1.2	0.01	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≥ 0.4	C	≥ 1.5	0.01	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≤ 1.2	0.005	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0075	0.01
≤ 0.1	NC	≥ 1.5	0.005	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0075	0.01
≥ 0.4	NC	≤ 1.2	0.0	0.0	–	0.0	0.0	0.0	0.005	0.0075
≥ 0.4	NC	≥ 1.5	0.0	0.0	–	0.0	0.0	0.0	0.005	0.0075

FUENTE: FEMA 356, 2000

4. FEMA 440 (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. American Society of Civil Engineers. Washington D.C., Estados Unidos.

Tabla 2.30. Coeficientes utilizados para determinar el Amortiguamiento efectivo

Model	α (%)	A	B	C	D	E	F
Bilinear hysteretic	0	3.2	-0.66	11	0.12	19	0.73
Bilinear hysteretic	2	3.3	-0.64	9.4	1.1	19	0.42
Bilinear hysteretic	5	4.2	-0.83	10	1.6	22	0.40
Bilinear hysteretic	10	5.1	-1.1	12	1.6	24	0.36
Bilinear hysteretic	20	4.6	-0.99	12	1.1	25	0.37
Stiffness degrading	0	5.1	-1.1	12	1.4	20	0.62
Stiffness degrading	2	5.3	-1.2	11	1.6	20	0.51
Stiffness degrading	5	5.6	-1.3	10	1.8	20	0.38
Stiffness degrading	10	5.3	-1.2	9.2	1.9	21	0.37
Stiffness degrading	20	4.6	-1.0	9.6	1.3	23	0.34
Strength degrading	-3 ^a	5.3	-1.2	14	0.69	24	0.90
Strength degrading	-5 ^a	5.6	-1.3	14	0.61	22	0.90

FUENTE: FEMA 440, 2005

Tabla 2.31. Coeficientes utilizados para determinar el Periodo efectivo

Model	α (%)	G	H	I	J	K	L
Bilinear hysteretic	0	0.11	-0.017	0.27	0.090	0.57	0.00
Bilinear hysteretic	2	0.10	-0.014	0.17	0.12	0.67	0.02
Bilinear hysteretic	5	0.11	-0.018	0.09	0.14	0.77	0.05
Bilinear hysteretic	10	0.13	-0.022	0.27	0.10	0.87	0.10
Bilinear hysteretic	20	0.10	-0.015	0.17	0.094	0.98	0.20
Stiffness degrading	0	0.17	-0.032	0.10	0.19	0.85	0.00
Stiffness degrading	2	0.18	-0.034	0.22	0.16	0.88	0.02
Stiffness degrading	5	0.18	-0.037	0.15	0.16	0.92	0.05
Stiffness degrading	10	0.17	-0.034	0.26	0.12	0.97	0.10
Stiffness degrading	20	0.13	-0.027	0.11	0.11	1.0	0.20
Strength degrading	-3 ^a	0.18	-0.033	0.17	0.18	0.76	-0.03
Strength degrading	-5 ^a	0.20	-0.038	0.25	0.17	0.71	-0.05

FUENTE: FEMA 440, 2005

5. HAZUS-MH2.1 (2003). Multi-hazard Loss Estimation Methodology. Federal Emergency Management Agency (FEMA). Washington D.C., Estados Unidos.

Tabla 2.32. Tipos de edificios aporticados utilizados para determinar las curvas de fragilidad

16	C1L	Concrete Moment Frame	Low-Rise	1 - 3	2	20
17	C1M		Mid-Rise	4 - 7	5	50
18	C1H		High-Rise	8+	12	120

FUENTE: HAZUS, 2003

Tabla 2.33. Derivas típicas usadas para definir los valores medios de daño estructural

Seismic Design Level	Building Type (Low-Rise)	Drift Ratio at the Threshold of Structural Damage			
		Slight	Moderate	Extensive	Complete
High-Code	W1/W2	0.004	0.012	0.040	0.100
	C1L, S2L	0.005	0.010	0.030	0.080
	RM1L/RM2L, PC1/PC2L	0.004	0.008	0.024	0.070
Moderate-Code	W1/W2	0.004	0.010	0.031	0.075
	C1L, S2L	0.005	0.009	0.023	0.060
	RM1L/RM2L, PC1/PC2L	0.004	0.007	0.019	0.053
Low-Code	W1/W2	0.004	0.010	0.031	0.075
	C1L, S2L	0.005	0.008	0.020	0.050
	RM1L/RM2L, PC1/PC2L URML,	0.004	0.006	0.016	0.044
	C3L, S5L	0.003	0.006	0.015	0.035
Pre-Code	W1/W2	0.003	0.008	0.025	0.060
	C1L, S2L	0.004	0.006	0.016	0.040
	RM1L/RM2L, PC1/PC2L URML,	0.003	0.005	0.013	0.035
	C3L, S5L	0.002	0.005	0.012	0.028

FUENTE: HAZUS, 2003

Tabla 2.34. Parámetros utilizados para calcular el daño estructural según el tipo de edificio

Building Properties			Interstory Drift at Threshold of Damage State				Spectral Displacement (inches)							
Type	Height (inches)		Slight	Moderate	Extensive	Complete	Slight		Moderate		Extensive		Complete	
	Roof	Modal					Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta
W1	168	126	0.0040	0.0120	0.0400	0.1000	0.50	0.80	1.51	0.81	5.04	0.85	12.60	0.97
W2	288	216	0.0040	0.0120	0.0400	0.1000	0.86	0.81	2.59	0.88	8.64	0.90	21.60	0.83
S1L	288	216	0.0060	0.0120	0.0300	0.0800	1.30	0.80	2.59	0.76	6.48	0.69	17.28	0.72
S1M	720	540	0.0040	0.0080	0.0200	0.0533	2.16	0.65	4.32	0.66	10.80	0.67	28.80	0.74
S1H	1872	1123	0.0030	0.0060	0.0150	0.0400	3.37	0.64	6.74	0.64	16.85	0.65	44.93	0.67
S2L	288	216	0.0050	0.0100	0.0300	0.0800	1.08	0.81	2.16	0.89	6.48	0.94	17.28	0.83
S2M	720	540	0.0033	0.0067	0.0200	0.0533	1.80	0.67	3.60	0.67	10.80	0.68	28.80	0.79
S2H	1872	1123	0.0025	0.0050	0.0150	0.0400	2.81	0.63	5.62	0.63	16.85	0.64	44.93	0.71
S3	180	135	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.54	0.81	1.08	0.82	3.24	0.91	9.45	0.90
S4L	288	216	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.86	0.89	1.73	0.89	5.18	0.98	15.12	0.87
S4M	720	540	0.0027	0.0053	0.0160	0.0467	1.44	0.77	2.88	0.72	8.64	0.70	25.20	0.89
S4H	1872	1123	0.0020	0.0040	0.0120	0.0350	2.25	0.64	4.49	0.66	13.48	0.69	39.31	0.77
S5L														
S5M														
S5H														
C1L	240	180	0.0050	0.0100	0.0300	0.0800	0.90	0.81	1.80	0.84	5.40	0.86	14.40	0.81
C1M	600	450	0.0033	0.0067	0.0200	0.0533	1.50	0.68	3.00	0.67	9.00	0.68	24.00	0.81
C1H	1440	864	0.0025	0.0050	0.0150	0.0400	2.16	0.66	4.32	0.64	12.96	0.67	34.56	0.78
C2L	240	180	0.0040	0.0100	0.0300	0.0800	0.72	0.81	1.80	0.84	5.40	0.93	14.40	0.92
C2M	600	450	0.0027	0.0067	0.0200	0.0533	1.20	0.74	3.00	0.77	9.00	0.68	24.00	0.77
C2H	1440	864	0.0020	0.0050	0.0150	0.0400	1.73	0.68	4.32	0.65	12.96	0.66	34.56	0.75
C3L														
C3M														
C3H														
PC1	180	135	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.54	0.76	1.08	0.86	3.24	0.88	9.45	0.99
PC2L	240	180	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.72	0.84	1.44	0.88	4.32	0.98	12.60	0.94
PC2M	600	450	0.0027	0.0053	0.0160	0.0467	1.20	0.77	2.40	0.81	7.20	0.70	21.00	0.82
PC2H	1440	864	0.0020	0.0040	0.0120	0.0350	1.73	0.64	3.46	0.66	10.37	0.68	30.24	0.81
RM1L	240	180	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.72	0.84	1.44	0.86	4.32	0.92	12.60	1.01
RM1M	600	450	0.0027	0.0053	0.0160	0.0467	1.20	0.71	2.40	0.81	7.20	0.76	21.00	0.75
RM2L	240	180	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.72	0.80	1.44	0.81	4.32	0.91	12.60	0.98
RM2M	600	450	0.0027	0.0053	0.0160	0.0467	1.20	0.71	2.40	0.79	7.20	0.70	21.00	0.73
RM2H	1440	864	0.0020	0.0040	0.0120	0.0350	1.73	0.66	3.46	0.65	10.37	0.66	30.24	0.72
URML														
URMM														
MH	120	120	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.48	0.91	0.96	1.00	2.88	1.03	8.40	0.92

FUENTE: HAZUS, 2003

Tabla 2.35. Parámetros utilizados para calcular el daño no estructural según el tipo de edificio

Building Type	Median Spectral Displacement (inches) and Logstandard Deviation (Beta)							
	Slight		Moderate		Extensive		Complete	
	Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta
W1	0.50	0.85	1.01	0.88	3.15	0.88	6.30	0.94
W2	0.86	0.87	1.73	0.89	5.40	0.96	10.80	0.94
S1L	0.86	0.81	1.73	0.85	5.40	0.77	10.80	0.77
S1M	2.16	0.71	4.32	0.72	13.50	0.72	27.00	0.80
S1H	4.49	0.72	8.99	0.71	28.08	0.74	56.16	0.77
S2L	0.86	0.84	1.73	0.90	5.40	0.97	10.80	0.92
S2M	2.16	0.71	4.32	0.74	13.50	0.74	27.00	0.84
S2H	4.49	0.71	8.99	0.71	28.08	0.72	56.16	0.78
S3	0.54	0.86	1.08	0.88	3.38	0.98	6.75	0.98
S4L	0.86	0.93	1.73	0.94	5.40	1.01	10.80	0.99
S4M	2.16	0.80	4.32	0.76	13.50	0.76	27.00	0.93
S4H	4.49	0.72	8.99	0.72	28.08	0.79	56.16	0.91
SSL								
S5M								
S5H								
C1L	0.72	0.84	1.44	0.88	4.50	0.90	9.00	0.88
C1M	1.80	0.72	3.60	0.73	11.25	0.74	22.50	0.84
C1H	3.46	0.71	6.91	0.71	21.60	0.78	43.20	0.88
C2L	0.72	0.87	1.44	0.88	4.50	0.97	9.00	0.99
C2M	1.80	0.84	3.60	0.82	11.25	0.74	22.50	0.81
C2H	3.46	0.71	6.91	0.72	21.60	0.74	43.20	0.85
C3L								
C3M								
C3H								
PC1	0.54	0.82	1.08	0.91	3.38	0.95	6.75	1.03
PC2L	0.72	0.89	1.44	0.93	4.50	1.03	9.00	1.04
PC2M	1.80	0.87	3.60	0.83	11.25	0.77	22.50	0.89
PC2H	3.46	0.73	6.91	0.73	21.60	0.77	43.20	0.89
RM1L	0.72	0.89	1.44	0.91	4.50	0.97	9.00	1.06
RM1M	1.80	0.81	3.60	0.86	11.25	0.80	22.50	0.81
RM2L	0.72	0.85	1.44	0.87	4.50	0.95	9.00	1.03
RM2M	1.80	0.82	3.60	0.84	11.25	0.76	22.50	0.80
RM2H	3.46	0.71	6.91	0.73	21.60	0.73	43.20	0.85
URML								
URMM								
MH	0.48	0.96	0.96	1.05	3.00	1.07	6.00	0.93

FUENTE: HAZUS, 2003

Tabla 2.36. Parámetros utilizados para calcular el daño en contenido según el tipo de edificio

Building Type	Median Spectral Acceleration (g) and Logstandard Deviation (Beta)							
	Slight		Moderate		Extensive		Complete	
	Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta
W1	0.30	0.73	0.60	0.68	1.20	0.68	2.40	0.68
W2	0.30	0.70	0.60	0.67	1.20	0.67	2.40	0.68
S1L	0.30	0.67	0.60	0.67	1.20	0.68	2.40	0.67
S1M	0.30	0.67	0.60	0.68	1.20	0.67	2.40	0.67
S1H	0.30	0.68	0.60	0.67	1.20	0.67	2.40	0.67
S2L	0.30	0.67	0.60	0.67	1.20	0.67	2.40	0.67
S2M	0.30	0.69	0.60	0.66	1.20	0.66	2.40	0.66
S2H	0.30	0.68	0.60	0.66	1.20	0.65	2.40	0.65
S3	0.30	0.68	0.60	0.67	1.20	0.67	2.40	0.67
S4L	0.30	0.68	0.60	0.68	1.20	0.67	2.40	0.67
S4M	0.30	0.67	0.60	0.65	1.20	0.66	2.40	0.66
S4H	0.30	0.67	0.60	0.66	1.20	0.65	2.40	0.65
S5L								
S5M								
S5H								
C1L	0.30	0.68	0.60	0.68	1.20	0.67	2.40	0.67
C1M	0.30	0.68	0.60	0.68	1.20	0.66	2.40	0.66
C1H	0.30	0.66	0.60	0.66	1.20	0.66	2.40	0.66
C2L	0.30	0.69	0.60	0.67	1.20	0.66	2.40	0.64
C2M	0.30	0.70	0.60	0.65	1.20	0.65	2.40	0.65
C2H	0.30	0.68	0.60	0.66	1.20	0.65	2.40	0.65
C3L								
C3M								
C3H								
PC1	0.30	0.74	0.60	0.67	1.20	0.67	2.40	0.64
PC2L	0.30	0.68	0.60	0.67	1.20	0.67	2.40	0.67
PC2M	0.30	0.68	0.60	0.65	1.20	0.66	2.40	0.66
PC2H	0.30	0.67	0.60	0.65	1.20	0.65	2.40	0.65
RM1L	0.30	0.70	0.60	0.67	1.20	0.67	2.40	0.63
RM1M	0.30	0.72	0.60	0.66	1.20	0.65	2.40	0.65
RM2L	0.30	0.70	0.60	0.66	1.20	0.67	2.40	0.64
RM2M	0.30	0.72	0.60	0.65	1.20	0.65	2.40	0.65
RM2H	0.30	0.70	0.60	0.65	1.20	0.65	2.40	0.65
URML								
URMM								
MH	0.30	0.65	0.60	0.67	1.20	0.67	2.40	0.67

FUENTE: HAZUS, 2003

6. SEAOC Vision 2000 (1995). *Performance based seismic engineering of buildings, vols. II and I: Conceptual framework. Sacramento (CA).* Structural Engineers Association of California. Washington D.C., USA.

Tabla 2.37. Objetivos de desempeño sísmico recomendado para estructuras

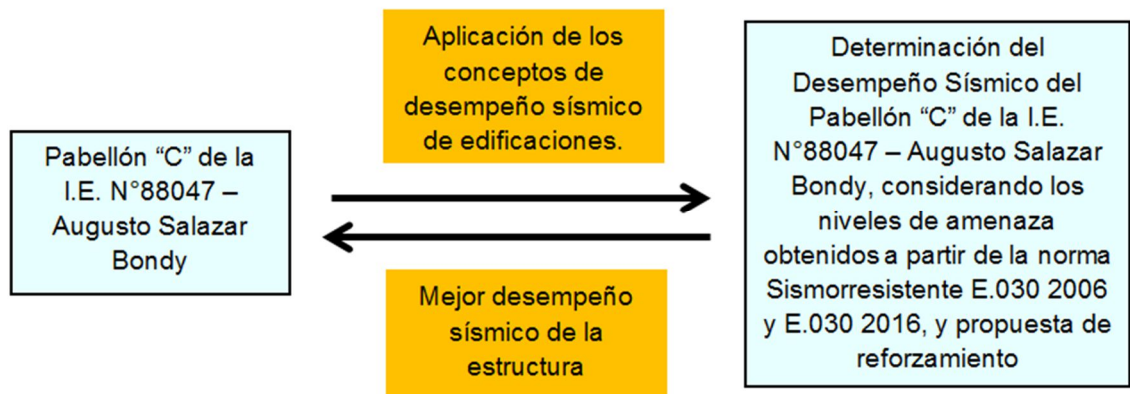
Movimiento sísmico de diseño	Nivel de desempeño de la estructura			
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad	Próximo al colapso
Frecuente (43 años)	E. Básicas	Inaceptable	Inaceptable	Inaceptable
Ocasional (72 años)	E. Esenciales	E. Básicas	Inaceptable	Inaceptable
Raro (475 años)	E. S. Crítica	E. Esenciales	E. Básicas	Inaceptable
Muy raro (970 años)		E. S. Crítica	E. Esenciales	E. Básicas

FUENTE: SEAOC Visión 2000 Committee, 1995

CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. PROPUESTA EXPERIMENTAL



Se aplicó los conceptos de desempeño sísmico en el análisis de los módulos del Pabellón "C" de la I.E. N°88047 - Augusto Salazar Bondy considerando los parámetros normativos E.030-2006 y E.030-2016, para obtener el comportamiento real de la estructura y de acuerdo a los resultados conseguidos proponer alternativas de reforzamiento que mejoren su capacidad de respuesta ante un evento sísmico.

3.2. METODOLOGÍA

Con los datos obtenidos en campo y planos de los módulos, se procede a modelarlos en el programa ETABS y realizar los análisis estático y dinámico indicados en la norma E.030 Diseño Sismorresistente, de los cuales resultan los datos necesarios para la verificación de los desplazamientos admisibles según esta normativa. Y con la información recopilada sobre desempeño sísmico de edificaciones se modelan y analizan las estructuras en SAP2000 aplicando la metodología del análisis estático no lineal para hallar así los valores que definen la curva de capacidad.

De acuerdo a los parámetros de la norma mencionada anteriormente se determina la curva de demanda sísmica elástica que mediante una serie de procedimientos es reducida a un espectro inelástico, de igual manera la curva de capacidad hallada es convertida a un formato espectral. Ambos espectros se superponen y aplicando el proceso descrito en la sección 2.1.8. sobre el método Espectro Capacidad-Demanda y Linearización Equivalente se calcula el punto de desempeño, permitiendo así estimar la respuesta máxima de las estructuras y poder compararla con el nivel de desempeño esperado.

Se construyen también curvas de fragilidad considerando el manual HAZUS para estimar las repercusiones que se producirían en las edificaciones a nivel estructural, no estructural y de contenido, ante la ocurrencia de un movimiento sísmico.

Según el desempeño sísmico determinado de las estructuras y los daños probables que ocurrirían en ellas ante un evento sísmico, se adopta una propuesta de reforzamiento para mejorar su comportamiento sísmico.

3.3. POBLACIÓN MUESTRAL

Módulo 1 y módulo 2 del Pabellón “C” de la I.E. N°88047 - Augusto Salazar Bondy.

3.4. TÉCNICAS, INSTRUMENTOS Y FUENTES PARA OBTENER LOS DATOS

La información necesaria para elaborar la presente investigación corresponde al Expediente Técnico del proyecto (planos de

construcción, especificaciones técnicas, propiedades de materiales empleados, así como las características de la fundación), conocimientos de libros, revistas, artículos y tesis.

Se considera como técnicas: la recolección de datos (observación y medición), pruebas de resistencia (ensayo de esclerometría) y la obtención de resultados obtenidos a través de programas informáticos (SAP2000, ETABS 2016) utilizados como instrumentos para el procesamiento, simulación y análisis de ambas estructuras.

3.5. MODELO ESTRUCTURAL

3.5.1. Consideraciones generales del modelado

La elaboración de los modelos estructurales de ambos módulos en los software ETABS 2016 para el análisis lineal (estático y dinámico) y SAP 2000 para el análisis no lineal (PUSHOVER), corresponde a la idealización de los elementos primarios resistentes a las cargas laterales y de gravedad: losas aligeradas, vigas, columnas, muros de mampostería y muros estructurales (placas).

En ambos software, tanto vigas como columnas son generados como elementos “frame”, las losas aligeradas, muros de albañilería confinada y muros estructurales presentes en el primer módulo como elementos “shell”. En el caso de estos últimos, en SAP 2000 para el análisis Pushover, la sección considerada es del tipo SHELL-LAYERED/NONLINEAR con elementos de borde, que define de forma más cercana el comportamiento no lineal de estos elementos.

Adicionalmente, se asignan brazos rígidos en los nudos de todos los elementos.

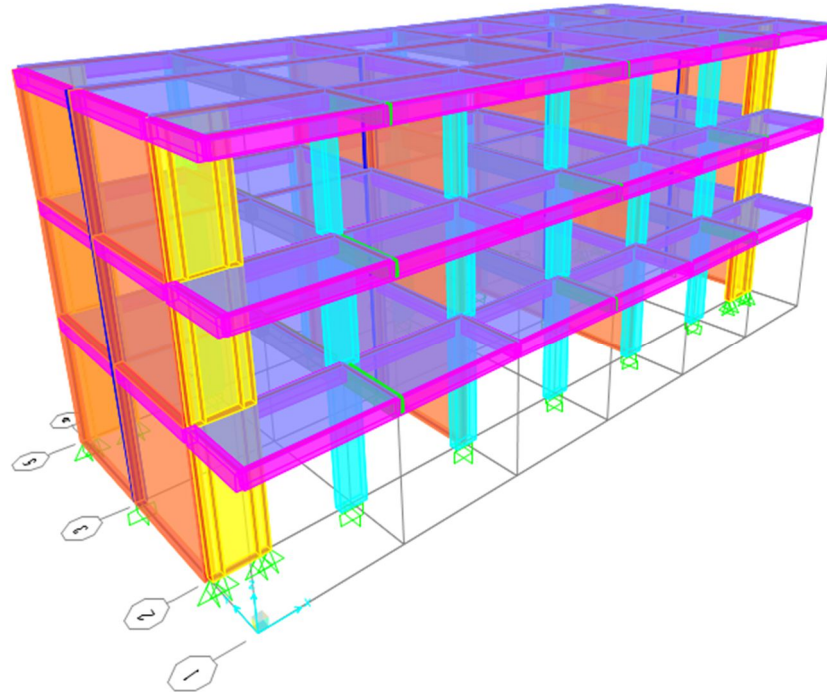


Figura 3.1. Modelado de la estructura del módulo 1 en SAP 2000

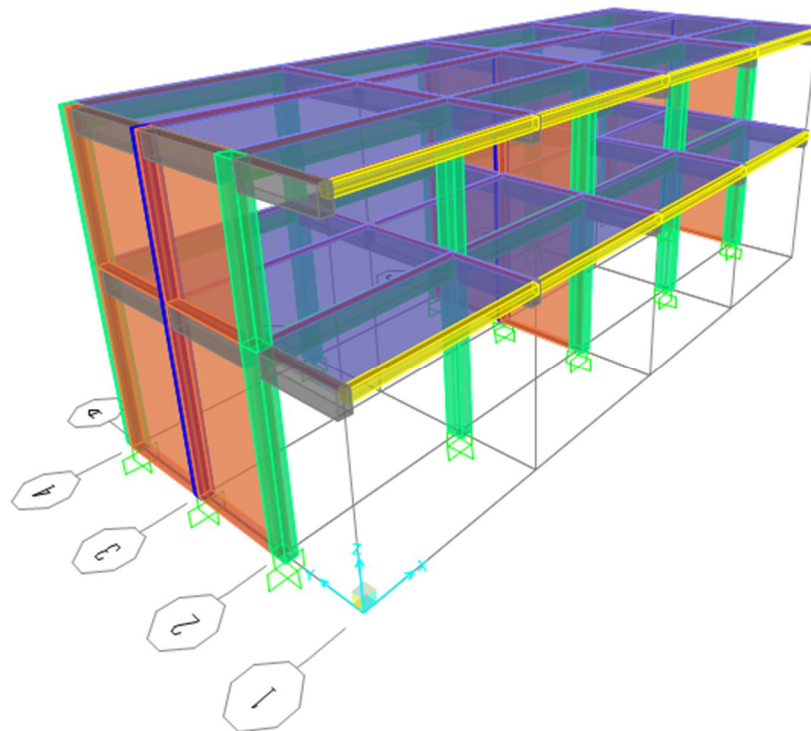


Figura 3.2. Modelado de la estructura del módulo 2 en SAP 2000

Se incorporan las cargas vivas y de sismo actuantes sobre la estructura de ambos módulos de acuerdo las disposiciones reglamentarias E.030- Diseño Sismorresistente, según el uso y la categoría del edificio.

Los elementos no estructurales como los muros aislados, piso terminado, parapetos y cobertura de ladrillo pastelero para ambos edificios, son transformados a carga muerta y distribuidas sobre los componentes primarios, según corresponda.

Se considera a ambos edificios como empotrados en la base, pudiéndose incluir los efectos de la interacción suelo-estructura, sin embargo este último tiene efectos de mayor relevancia en suelos flexibles. Por lo tanto tal idealización es aceptable.

3.5.2. Asignación de rótulas plásticas para el análisis Pushover

Se realiza la asignación de rótulas plásticas en las zonas de mayor demanda sísmica de elementos frame. Las rótulas disponibles por el programa son las causadas por momento no acoplado, torsión, fuerza axial y corte.

Cada rótula asignada es modelada como un punto discreto, donde se considera que todas las deformaciones plásticas por desplazamiento o rotación ocurren en esta articulación.

3.5.2.1. Asignación de rótulas plásticas en vigas

En las vigas, se definen un solo tipo de articulación plástica, aquella en la que predomina el comportamiento a flexión (M3). Dichas rótulas son asignadas al inicio y al final de la luz de la viga.

3.5.2.2. Asignación de rótulas plásticas en columnas

Para el caso de las columnas, se utiliza una articulación plástica que considere el comportamiento predominante de flexocompresión (P-M2-M3). La relación de los esfuerzos de carga axial y momento están descritos por las curvas de interacción de cada elemento. Las rótulas en las columnas son asignadas al inicio y al final de su altura.

3.5.3. Aplicación del patrón de cargas para el análisis Pushover

3.5.3.1. Patrón de cargas gravitacionales

Se consideran los efectos de las cargas gravitacionales (muertas y vivas) presentes durante la aplicación de las cargas laterales monotónicas, debido a que no es apropiado realizar el análisis de cargas de gravedad y el análisis de carga lateral por separado y luego superponer sus resultados. Las cargas gravitatorias aplicadas al modelo se mantienen a medida que aumentan las deformaciones laterales.

Para el caso del Análisis Estático no Lineal (Pushover) y de acuerdo a los procedimientos mencionados en el FEMA 356, se consideran las fuerzas de gravedad para la combinación con las cargas sísmicas cuando los efectos son aditivos mediante la siguiente ecuación:

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L)$$

Q_D = Carga muerta (actuante)

Q_L = Carga viva efectiva (actuante), igual al 25% de la carga viva de diseño.

El estado de cargas gravitacionales actuantes interesa como condición inicial del estado de carga estático no lineal monotónico.

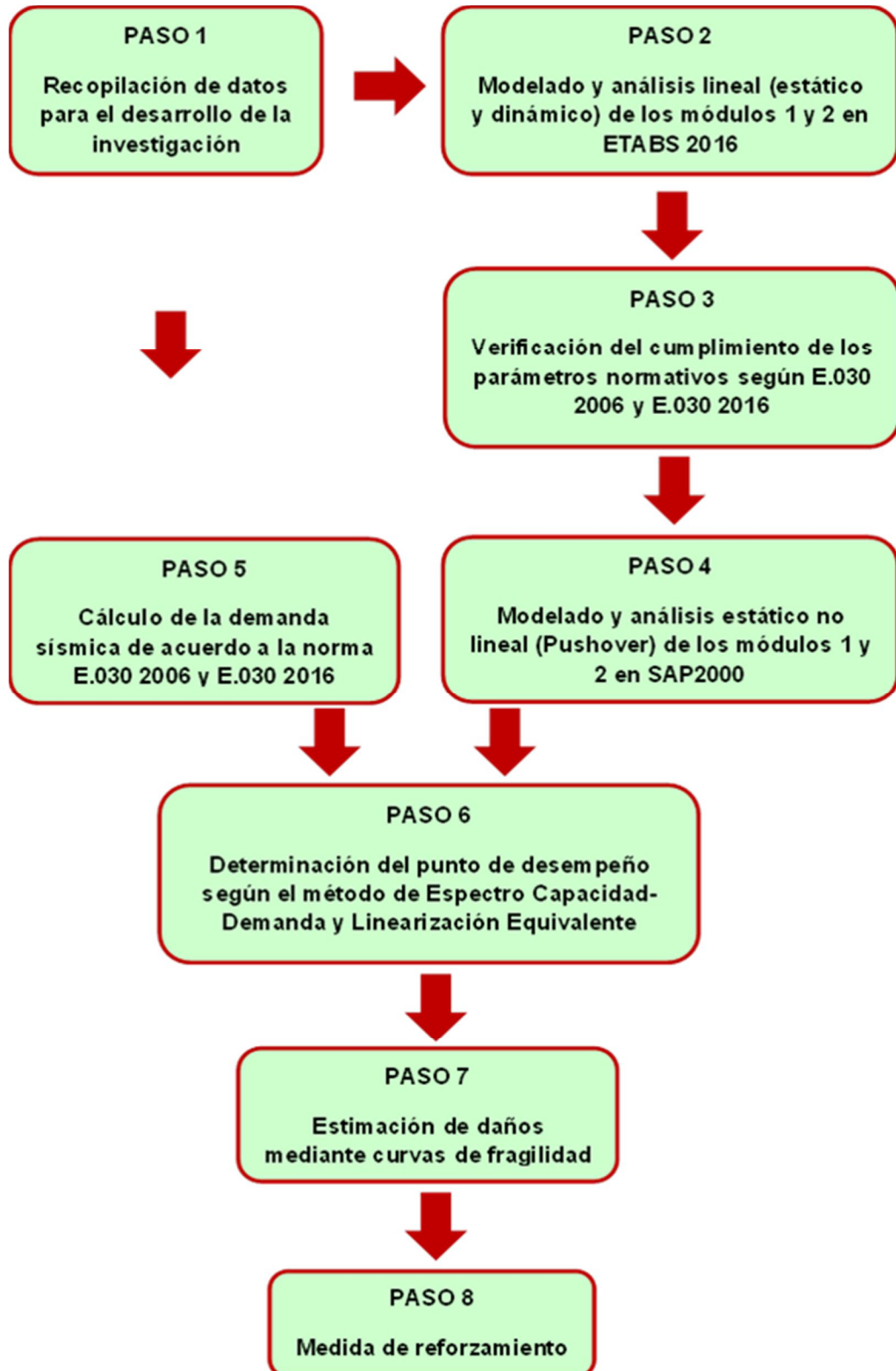
3.5.3.2. Patrón de cargas laterales

Se aplica un patrón de cargas laterales que representa las distribuciones predominantes de cargas inerciales laterales durante la respuesta crítica a un terremoto. Las cargas laterales son aplicadas a nivel de entrepiso y en proporción al producto de la masa y la forma del modo fundamental. Esta consideración da resultados aceptables en estructuras de periodo corto y menores a 1 segundo. Para estructuras de periodo largo es conveniente considerar los demás modos predominantes.

Las cargas aplicadas permiten rastrear el desarrollo del mecanismo inelástico. Las cargas de gravedad anteriormente descritas deben estar en su lugar durante la carga lateral, estas cargas en algunos casos, actuando a través de los desplazamientos laterales genera efectos P- Δ que deben modelarse.

3.6. PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

El siguiente esquema resume el procedimiento de cada etapa en el desarrollo del presente trabajo de investigación:



CAPÍTULO IV

RESULTADOS, DISCUSIÓN Y PROPUESTA

4.1. RESULTADOS

4.1.1. Análisis Lineal

Lo primero que se realizó para la obtención de datos cuantitativos en la presente investigación, fue el análisis estático lineal y dinámico lineal de los dos edificios educativos, ambos se modelaron en el programa ETABS v.16 considerando las dimensiones de los elementos y las características de los materiales que indican los planos y las mediciones realizadas manualmente. Para la aplicación de cargas, el programa calculó el peso total de la edificación al definir un patrón de cargas que toma en cuenta el valor del peso propio de cada elemento de la estructura y un porcentaje de la carga viva de piso y techo, tal como lo indica la norma E.030 Diseño Sismorresistente:

$$P = PP + 0.5 CV + 0.25CVT$$

Donde:

PP = Peso propio de la estructura

CV = Carga viva de piso

CVT = Carga viva de techo

Se adicionó a esta combinación de carga y de manera uniforme sobre las losas aligeradas, la carga muerta permanente que soporta la edificación teniendo en cuenta los pesos unitarios que establece la norma peruana E.020 Cargas:

Tabla 4.1. Carga muerta considerada

	Aulas	Corredor	Techo
Acabados	100.00	100.00	-
Tabiquería móvil	100.00	-	-
Cobertura de ladrillo pastelero	-	-	50.00
Ladrillo de losa aligerada	90.00	90.00	90.00
Total	290.00	190.00	140.00

El ladrillo de la losa aligerada fue considerado como carga muerta adicional puesto que el programa asume a la losa como un elemento acanalado y sólo toma el concreto que la compone. Así mismo, la carga viva mínima repartida también se aplicó a las losas según la norma E.020 Cargas, sabiendo que los ambientes pertenecen a un centro educativo:

Tabla 4.2. Carga viva considerada

	Total (kg/m ²)
Aulas	250.00
Corredores y escaleras	400.00
Techos	100.00

El peso de la tabiquería con aparejo de soga ($e=15$ cm) que soportan las vigas, se les aplicó de forma uniformemente distribuida sobre éstas con los siguientes valores:

Tabla 4.3. Carga muerta de tabiquería

	Altura (m)	Peso específico (kg/m ³)	Espesor (m)	Total (kg/m)
Tabiques de ventana alta	2.33	1800	0.15	629.10
Tabiques de ventana baja	0.97	1800	0.15	261.90
Tabiques en voladizo	0.90	1800	0.15	243.00

4.1.1.1. Módulo 1

4.1.1.1.1. Parámetros estructurales según E.030 2006 y 2016

De acuerdo a las características de la estructura y la zona donde ésta se ubica, se realizó el análisis estático lineal según los procedimientos de la norma E.030 Diseño Sismorresistente 2006 y 2016, considerando los siguientes parámetros en el sentido X:

Tabla 4.4. Parámetros normativos E.030 2006 y E.030 2016 en módulo 1

PARÁMETROS NORMATIVOS E.030 2006			
FACTOR DE ZONA	Z =	0.40	Zona 3
FACTOR DE IMPORTANCIA	U =	1.50	Edif. Esencial
FACTOR DE SUELO	S =	1.20	Suelo Intermedio
COEFICIENTE DE REDUCCION - X	R =	7.00	Dual
	Tp =	0.60	

PARÁMETROS NORMATIVOS E.030 2016			
FACTOR DE ZONA	Z =	0.45	Zona 4
FACTOR DE IMPORTANCIA	U =	1.50	Edif. Esencial
FACTOR DE SUELO	S =	1.05	Suelo Intermedio
COEFICIENTE DE REDUCCION - X	R =	6.00	Muros Estructurales
	Tp =	0.60	
	TI =	2.00	

Como se puede apreciar en los cuadros anteriores, el factor de zona Z ha variado su valor de 0.40 a 0.45, esto pues porque el territorio nacional se ha sido dividido en 4 zonas y ya no en tres como lo indicaba la norma del 2006; así mismo el factor de suelo S también se redujo de 1.20 a 1.05 para el suelo intermedio.

La norma E.030 2006 establece que si el sistema que predomina en la edificación (en un sentido) es muros estructurales estos deberían tomar como mínimo el 80% de la cortante en la base, pero en la dirección X éstos solo soportan el 72.20%, por tanto se le asigna un

sistema dual puesto que la misma norma indica que cuando las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de muros estructurales y pórticos, éstos últimos toman por lo menos el 25% de la cortante en la base y los pórticos toman 27.79%. Entonces al ser un sistema dual le corresponde un coeficiente de reducción R de 7.

Mientras que en la norma E.030 2016, indica que el sistema será muros estructurales si la resistencia de éstos actúan por los menos sobre el 70% de la cortante en la base, y efectivamente en la dirección X actúan con el 72.20%, por ende el sistema que le corresponde es el de muros estructurales con un valor de R de 6.

Tabla 4.5. Cortantes tomados por muros y pórticos en módulo 1

CORTANTE EN LA BASE (Espectro del 2006)			CORTANTE EN LA BASE (Espectro del 2016)		
	Valor de Cortante	Porcentaje		Valor de Cortante	Porcentaje
V Muros	135.745	72.20%	V Muros	155.920	72.20%
V Pórticos	52.255	27.80%	V Pórticos	60.021	27.80%
V Total	187.999	100%	V Total	215.941	100%

Como se observa en los cuadros anteriores los muros estructurales toman gran parte del cortante puesto que le proporciona una mayor rigidez al sistema, por ende se estima que los desplazamientos obtenidos en la dirección de los muros estructurales (sentido Y) cumplirán con los límites admisibles que establece la norma.

4.1.1.1.2. Espectro de respuesta según E.030 2006 y 2016

- **Espectro E.030 2006**

Para un factor de amplificación de respuesta $C=2.5$, el período fundamental que rige el comportamiento de la estructura obtenido del programa ETABS es $T = 0.327$ seg, se tabuló y graficó el espectro de pseudoaceleraciones de la norma E.030 2006:

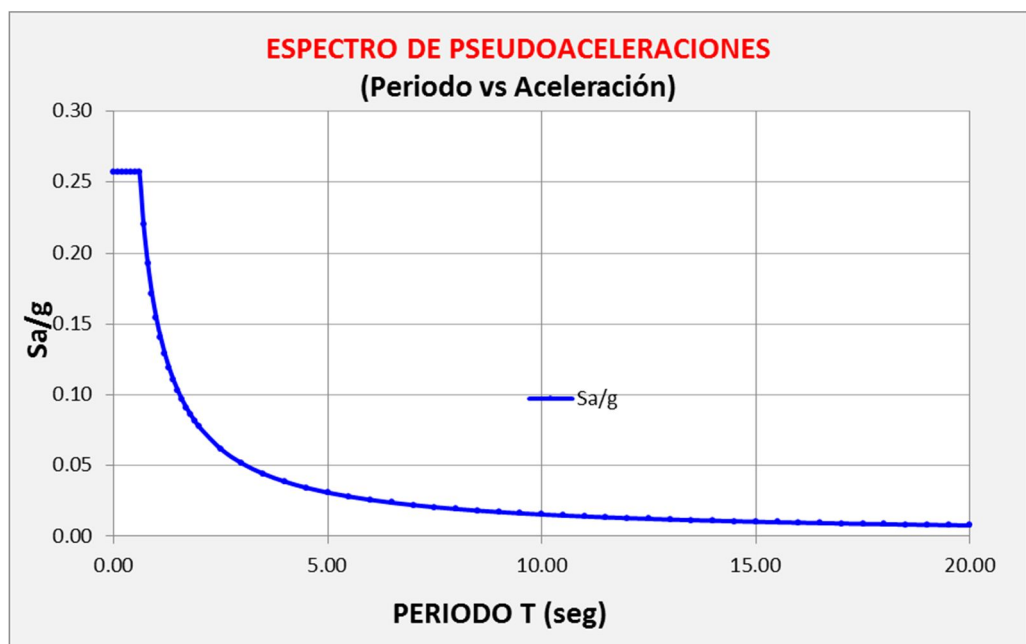


Figura 4.1. Espectro de pseudoaceleraciones E.030 2006 en módulo 1

- **Espectro E.030 2016**

Para un factor de amplificación de respuesta $C=2.5$, el período fundamental que rige el comportamiento de la estructura obtenido del programa ETABS es $T = 0.327$ seg, se tabuló y graficó el espectro de pseudoaceleraciones de la norma E.030 2016:

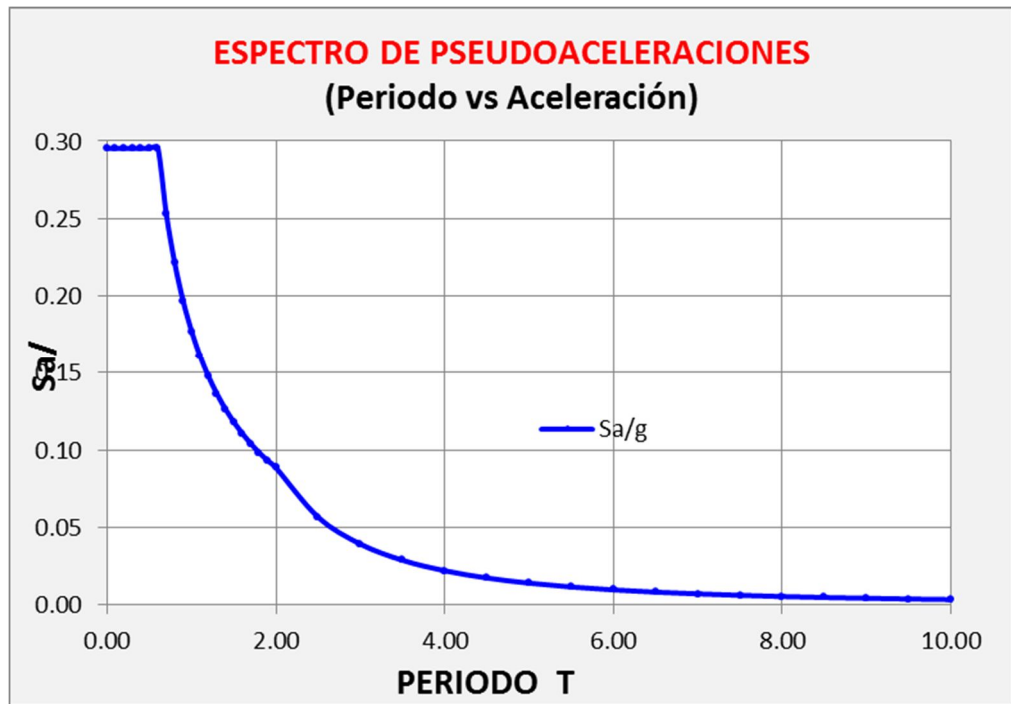


Figura 4.2. Espectro de pseudoaceleraciones E.030 2016 en módulo 1

4.1.1.1.3. Resultados de derivas

Luego de ingresar los datos anteriores al programa y realizado el análisis estático lineal y dinámico lineal, los resultados de los desplazamientos obtenidos en ambas direcciones (X, Y) para el módulo 1 se exponen a continuación:

Tabla 4.6. Derivas de entrepiso del módulo 1 en la dirección X, resultado del análisis estático

ANÁLISIS CON E.030-2006 - Dirección X					
	Desplazamiento relativo (m)	Altura (m)	Deriva calculada	Deriva normativa	
Techo	0.023145	3.35	0.0069	0.007	Cumple
Piso 2	0.023057	3.35	0.0069	0.007	Cumple
Piso 1	0.015369	4.10	0.0037	0.007	Cumple

ANÁLISIS CON E.030-2016 - Dirección X					
	Desplazamiento relativo (m)	Altura (m)	Deriva calculada	Deriva normativa	
Techo	0.022793	3.35	0.0068	0.007	Cumple
Piso 2	0.022688	3.35	0.0068	0.007	Cumple
Piso 1	0.015129	4.10	0.0037	0.007	Cumple

Tabla 4.7. Derivas de entrepiso del módulo 1 en la dirección X, resultado del análisis dinámico

ANÁLISIS CON E.030-2006 - Dirección X

	Desplazamiento relativo (m)	Altura (m)	Deriva calculada	Deriva normativa	
Techo	0.020120	3.35	0.0060	0.007	Cumple
Piso 2	0.019505	3.35	0.0058	0.007	Cumple
Piso 1	0.012743	4.10	0.0031	0.007	Cumple

ANÁLISIS CON E.030-2016 - Dirección X

	Desplazamiento relativo (m)	Altura (m)	Deriva calculada	Deriva normativa	
Techo	0.019793	3.35	0.0059	0.007	Cumple
Piso 2	0.019190	3.35	0.0057	0.007	Cumple
Piso 1	0.012546	4.10	0.0031	0.007	Cumple

Los resultados de las derivas obtenidas en la dirección X mediante los análisis lineales, válido para este tipo de estructuras (regulares y de poca altura), muestran que están por debajo de las derivas permisibles que estipulan las normas E.030 2006 y E.030 2016, cumpliendo lo indicado en ellas. En esta dirección las acciones sísmicas son resistidas por la estructura debido a la combinación de pórticos y muros estructurales, son éstos últimos los que aportan una mayor rigidez a la estructura con una sección de 0.25 x 1.50 metros.

Tabla 4.8. Derivas de entrepiso del módulo 1 en la dirección Y, resultado del análisis estático y dinámico con la norma E.030 2016.

ANÁLISIS CON E.030-2016 - Dirección Y

	Desplazamiento relativo (m)	Altura (m)	Deriva calculada	Deriva normativa	
Techo	0.005744	3.35	0.0017	0.005	Cumple
Piso 2	0.009316	3.35	0.0028	0.005	Cumple
Piso 1	0.011771	4.10	0.0029	0.005	Cumple

ANÁLISIS CON E.030-2016 - Dirección Y

	Desplazamiento relativo (m)	Altura (m)	Deriva calculada	Deriva normativa	
Techo	0.005804	3.35	0.0017	0.005	Cumple
Piso 2	0.009726	3.35	0.0029	0.005	Cumple
Piso 1	0.012549	4.10	0.0031	0.005	Cumple

Como se muestra, las derivas obtenidas mediante el análisis estático y dinámico para el módulo 1 en la dirección Y, muestran que **cumplen** las derivas máximas permisibles de 0.005 para albañilería, siendo los valores inferiores y esperados, puesto que en esta dirección este módulo está compuesto por muros divisorios de albañilería que otorgan una rigidez importante al conjunto.

4.1.1.2. Módulo 2

4.1.1.2.1. Parámetros estructurales según E.030 2006 y 2016

De acuerdo a las características de la estructura y la zona donde ésta se ubica, se realizó el análisis lineal (estático y dinámico) según los procedimientos de la norma E.030 Diseño Sismorresistente 2006 y 2016, considerando los siguientes parámetros en el sentido X:

Tabla 4.9. Parámetros normativos E.030 2006 y E.030 2016 en módulo 2

PARÁMETROS NORMATIVOS E.030 2006

FACTOR DE ZONA	Z =	0.40	Zona 3 (Costa)
FACTOR DE IMPORTANCIA	U =	1.50	Edif. Esencial
FACTOR DE SUELO	S =	1.20	Suelo Intermedio
COEFICIENTE DE REDUCCION - X	R =	8.00	Pórticos
	T_p =	0.60	

PARÁMETROS NORMATIVOS E.030 2016

FACTOR DE ZONA	Z =	0.45	Zona 4
FACTOR DE IMPORTANCIA	U =	1.50	Edif. Esencial
FACTOR DE SUELO	S =	1.05	Suelo Intermedio
COEFICIENTE DE REDUCCION - X	R =	8.00	Pórticos
	T_p =	0.60	
	T_I =	2.00	

Como se puede apreciar en los cuadros anteriores, el factor de zona Z ha variado su valor de 0.40 a 0.45, esto pues porque el territorio nacional se ha sido dividido en 4 zonas y ya no en tres como lo indicaba la norma del 2006; así mismo el factor de suelo S también se redujo de 1.20 a 1.05. Para este módulo predominan pórticos de concreto armado en la dirección X y muros de albañilería en la dirección Y.

4.1.1.2.2. Espectro de respuesta según E.030 2006 y 2016

- **Espectro E.030 2006**

Para un factor de amplificación de respuesta $C=2.5$, un período fundamental que rige el comportamiento de la estructura obtenido del programa ETABS es $T = 0.6$ seg, se tabuló y graficó el espectro de pseudoaceleraciones de la norma E.030 2006:

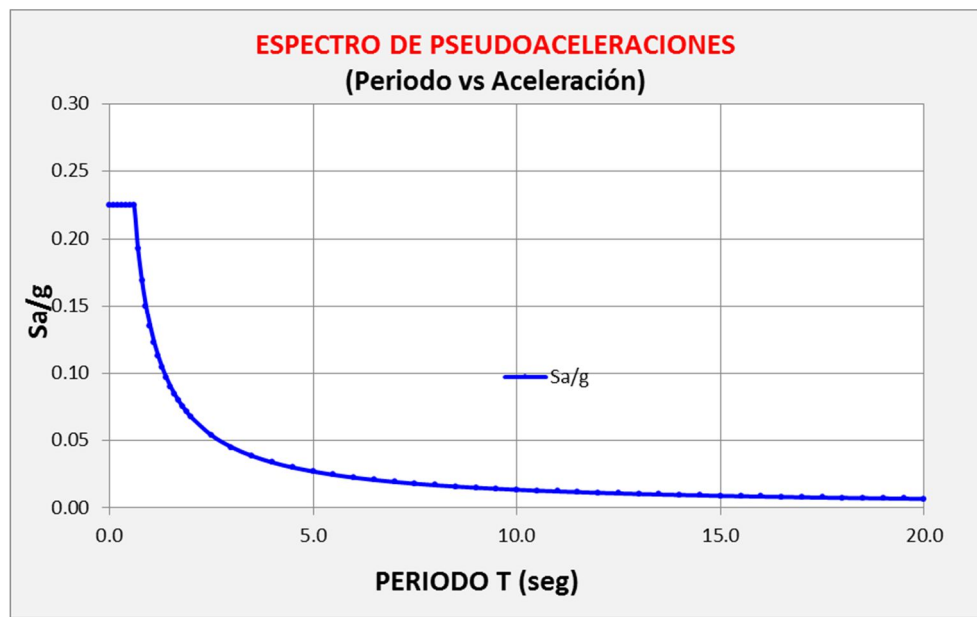


Figura 4.3. Espectro de pseudoaceleraciones E.030 2006 en módulo 2

- **Espectro E.030 2016**

Para un factor de amplificación de respuesta $C=2.5$, un período fundamental obtenido del programa ETABS $T= 0.6$ seg, se tabuló y graficó el espectro de pseudoaceleraciones de la norma E.030 2016:

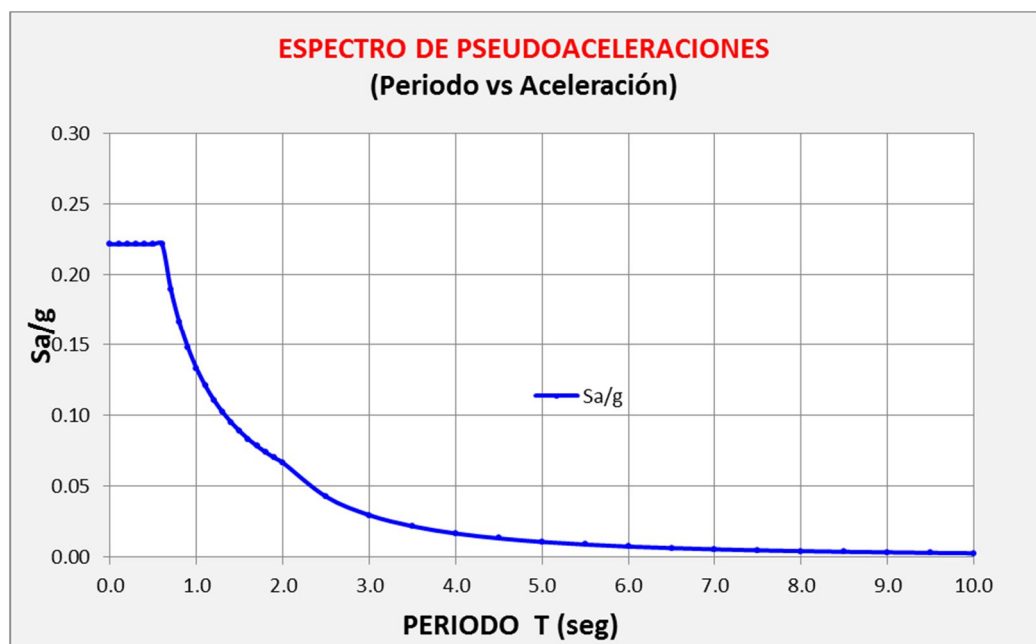


Figura 4.4. Espectro de pseudoaceleraciones E.030 2016 en módulo 2

4.1.1.2.3. Resultados de derivas

Luego de ingresar los datos anteriores al programa y realizado el análisis estático lineal y dinámico lineal, los resultados de los desplazamientos obtenidos en ambas direcciones (X, Y) para el módulo 2 se exponen a continuación:

Tabla 4.10. Derivas de entrepiso del módulo 2 en la dirección X, resultado del análisis estático

ANÁLISIS CON E.030-2006 - Dirección X

	Desplazamiento relativo (m)	Altura (m)	Deriva calculada	Deriva normativa	
Techo	0.039564	3.00	0.0132	0.007	No cumple
Piso 1	0.109128	4.00	0.0273	0.007	No cumple

ANÁLISIS CON E.030-2016 - Dirección X

	Desplazamiento relativo (m)	Altura (m)	Deriva calculada	Deriva normativa	
Techo	0.038844	3.00	0.0129	0.007	No cumple
Piso 1	0.107184	4.00	0.0268	0.007	No cumple

Tabla 4.11. Derivas de entrepiso del módulo 2 en la dirección X, resultado del análisis dinámico

ANÁLISIS CON E.030-2006 - Dirección X

	Desplazamiento relativo (m)	Altura (m)	Deriva calculada	Deriva normativa	
Techo	0.035190	3.00	0.0117	0.007	No cumple
Piso 1	0.106272	4.00	0.0266	0.007	No cumple

ANÁLISIS CON E.030-2016 - Dirección X

	Desplazamiento relativo (m)	Altura (m)	Deriva calculada	Deriva normativa	
Techo	0.034560	3.00	0.0115	0.007	No cumple
Piso 1	0.104376	4.00	0.0261	0.007	No cumple

Las derivas obtenidas mediante el análisis estático y dinámico para el módulo 2 considerando los parámetros normativos E.030 2006 y E.030 2016 como lo indican las tablas, muestran que **no cumplen**

las derivas máximas permisibles de 0.007 para concreto armado en la dirección X, superando ampliamente el límite establecido en la normativa.

En esta dirección este módulo está compuesto solo de pórticos y considerando los antecedentes del comportamiento de edificios escolares en terremotos anteriores, estos presentaron fallas y un mal comportamiento en la dirección longitudinal (donde posee demasiada flexibilidad y efectos de columna corta). El desplazamiento obtenido del primer piso según estos resultados en promedio es 10 cm, lo que significa que supera considerablemente al espesor de la junta sísmica con la que ésta edificación se encuentra aislada de una adyacente que es de 5 cm. Considerando estos puntos, es válido analizar el desempeño únicamente en la dirección X, siendo esta la más crítica.

Tabla 4.12. Derivas de entrepiso del módulo 2 en la dirección Y, resultado del análisis estático

ANÁLISIS CON E.030-2006 - Dirección Y					
	Desplazamiento relativo (m)	Altura (m)	Deriva calculada	Deriva normativa	
Techo	0.007398	3.00	0.0025	0.005	Cumple
Piso 1	0.011760	4.00	0.0029	0.005	Cumple

ANÁLISIS CON E.030-2016 - Dirección Y					
	Desplazamiento relativo (m)	Altura (m)	Deriva calculada	Deriva normativa	
Techo	0.007290	3.00	0.0024	0.005	Cumple
Piso 1	0.011568	4.00	0.0029	0.005	Cumple

Tabla 4.13. Derivas de entrepiso del módulo 2 en la dirección Y, resultado del análisis dinámico

ANÁLISIS CON E.030-2006 - Dirección Y

	Desplazamiento relativo (m)	Altura (m)	Deriva calculada	Deriva normativa	
Techo	0.005940	3.00	0.0020	0.005	Cumple
Piso 1	0.009624	4.00	0.0024	0.005	Cumple

ANÁLISIS CON E.030-2016 - Dirección Y

	Desplazamiento relativo (m)	Altura (m)	Deriva calculada	Deriva normativa	
Techo	0.005850	3.00	0.0020	0.005	Cumple
Piso 1	0.009480	4.00	0.0024	0.005	Cumple

Como se muestra, las derivas obtenidas mediante el análisis estático y dinámico para el módulo 2 en la dirección Y, muestran que **cumplen** las derivas máximas permisibles de 0.005 para albañilería, siendo los valores inferiores y esperados, puesto que en esta dirección este módulo está compuesto por muros divisorios de albañilería que otorga una rigidez importante al conjunto.

4.1.2. Análisis No Lineal

4.1.2.1. Modelo constitutivo del concreto

Se empleó el modelo constitutivo propuesto por Mander para el concreto, que considera el aporte del confinamiento al elemento y que es aplicado a diferentes tipos de secciones.

Se adoptó para el primer módulo, una resistencia a la compresión del concreto $f'_c=210$ kg/cm² para todos los elementos estructurales (vigas, columnas, placas y losa aligerada) de acuerdo al expediente técnico del proyecto y debido a la limitación que se tuvo para realizar el ensayo esclerométrico en esta estructura. Para el caso del segundo módulo, ya que no se contó con la información necesaria pues el edificio fue construido por la Asociación de padres de familia en 1996, y debido a la poca seguridad de un correcto control en el proceso constructivo, se han obtenido las resistencias de vigas y columnas mediante ensayos esclerométricos, arrojando valores de $f'_c=143.50$ kg/cm² y $f'_c= 177.00$ kg/cm² respectivamente. Dichas resistencias son menores a los valores esperados para este tipo de elementos y confirman el deficiente control técnico durante su construcción.

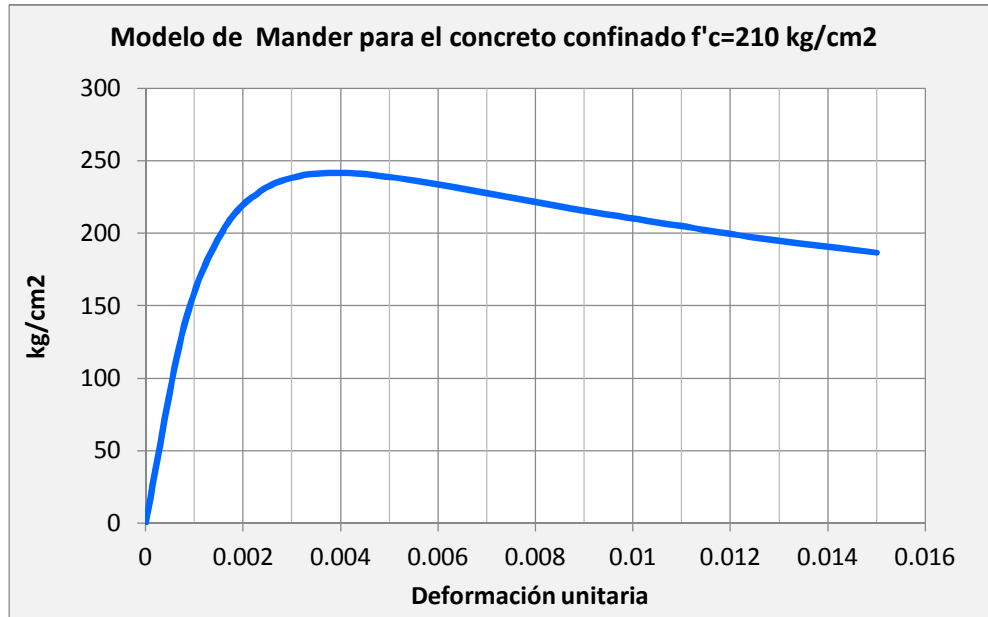


Figura 4.5. Curva esfuerzo-deformación del concreto para la viga V 30X60 del módulo 1

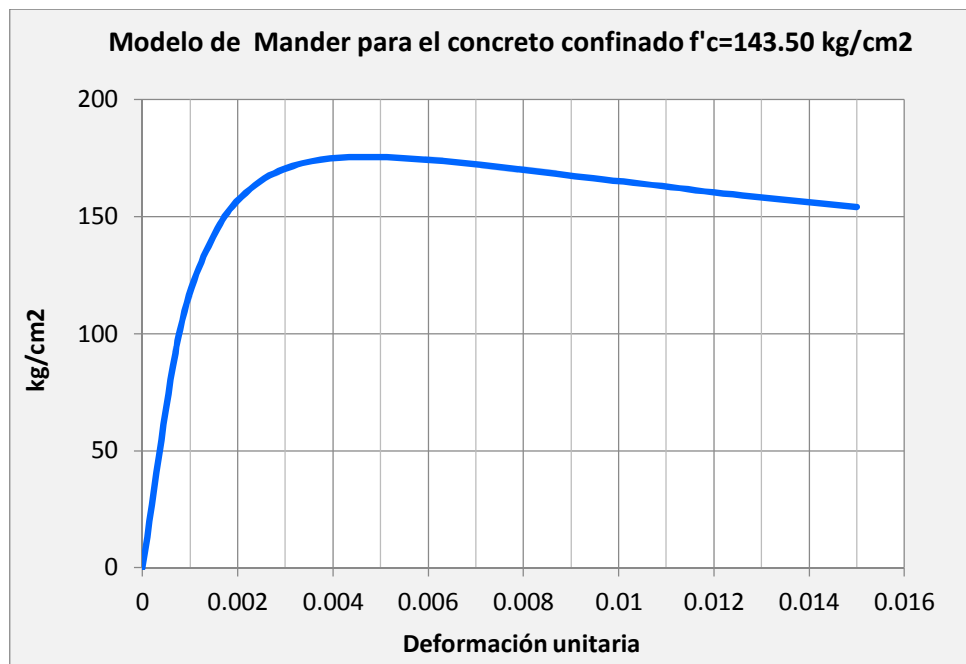


Figura 4.6. Curva esfuerzo-deformación del concreto $f'c=143.50 \text{ kg/cm}^2$ para la viga V 25X45 del módulo 2

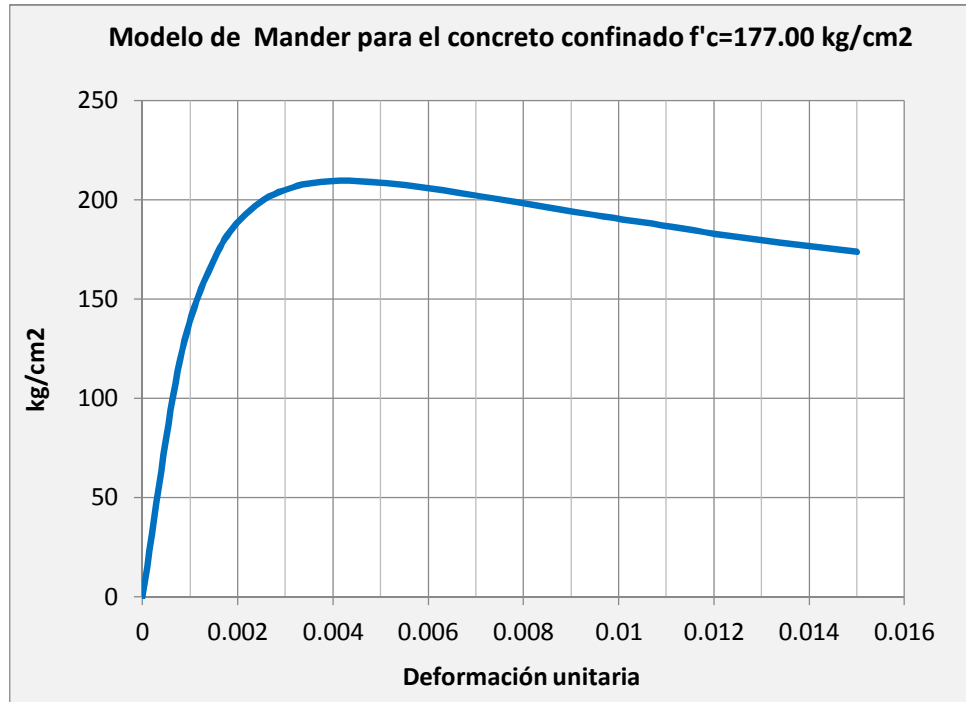


Figura 4.7. Curva esfuerzo-deformación del concreto $f'_c=177.00 \text{ kg/cm}^2$ para la columna C 25X45 del módulo 2

El aporte de confinamiento incrementa las resistencias de $f'_c=210 \text{ k/cm}^2$, 143.50 k/cm^2 y 177.00 k/cm^2 a 241.07 kg/cm^2 , 175.49 kg/cm^2 y 209.25 kg/cm^2 respectivamente. Las deformaciones últimas del concreto obtenidas son de 2.2%, 2.6% y 2.3%, limitándose este valor para a 1.5% para aumentar el factor de seguridad.

4.1.2.2. Modelo constitutivo del acero de refuerzo

Para el caso del acero de refuerzo, el modelo constitutivo empleado fue el propuesto por Park y Paulay, en el que se incluyen los efectos del endurecimiento por deformación.

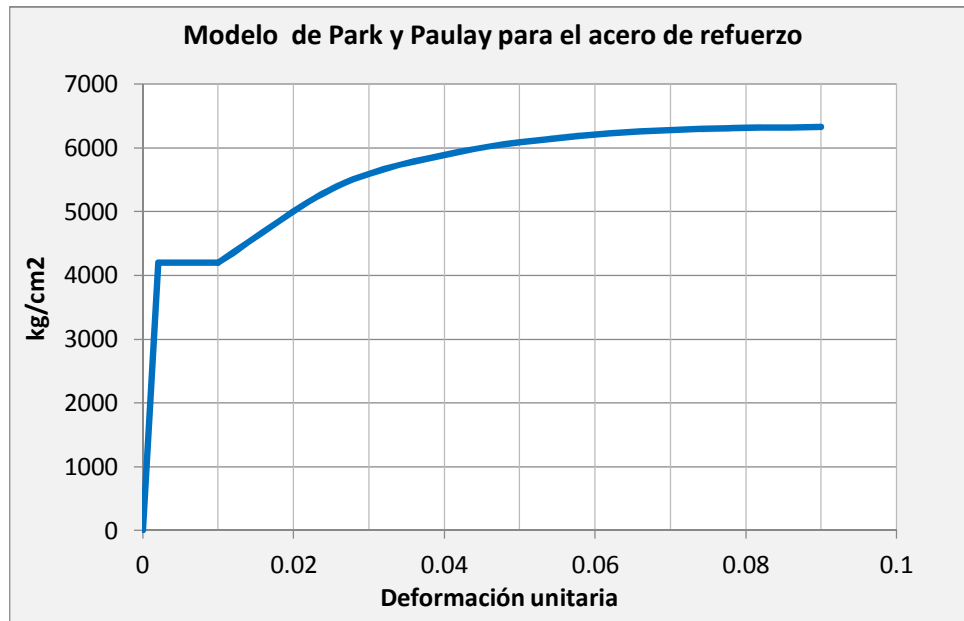


Figura 4.8. Curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo grado 60 propuesto por Park y Paulay

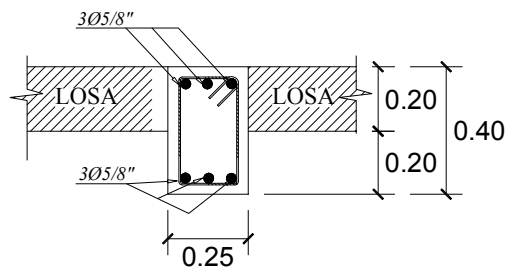
4.1.2.3. Modelos no lineales de los elementos

Los diagramas Momento-Curvatura de cada uno de los elementos primarios resistentes a fuerzas laterales, se obtuvieron a partir de los diagramas Esfuerzo-Deformación de los materiales que lo componen y que han sido mostrados en la sección precedente.

Éstos se generaron mediante el programa SAP 2000 a través de la interfase SECTION DESIGNER. Las curvas también pueden ser calculadas siguiendo la metodología y formulación propuesta por Park y Paulay.

Se analizaron los extremos de cada uno de los elementos en donde se prevé la concentración de esfuerzos y la formación de rótulas plásticas. Para las vigas se consideró un comportamiento

predominantemente a flexión (M3) para momentos positivos y negativos. En el caso de las columnas la consideración tomada fue un comportamiento por flexo-compresión (P-M2-M3).



SECCION 2-2

□ Ø 3/8", 1@ 0.05, 12@ 0.10, 4 @ 0.15
 Resto @ 0.25 c/e

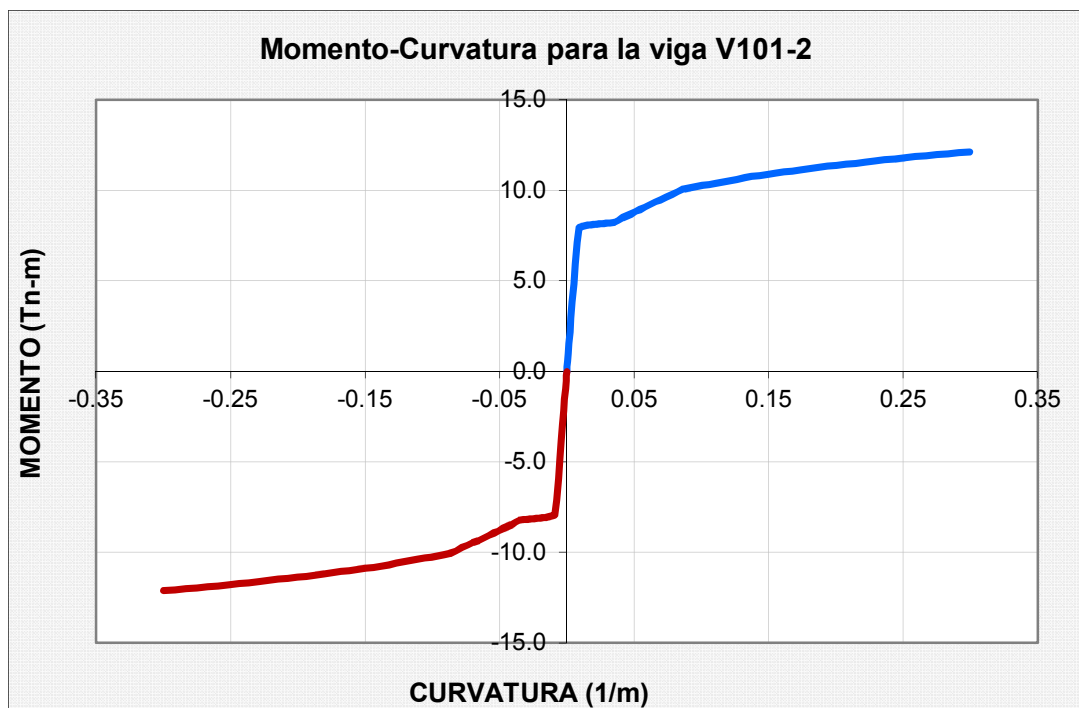


Figura 4.9. Diagrama Momento-Curvatura de la viga V101-2

12Ø3/4"

□ Ø3/8", 2@0.05, 8@0.10,
 3@0.15, Resto@0.20

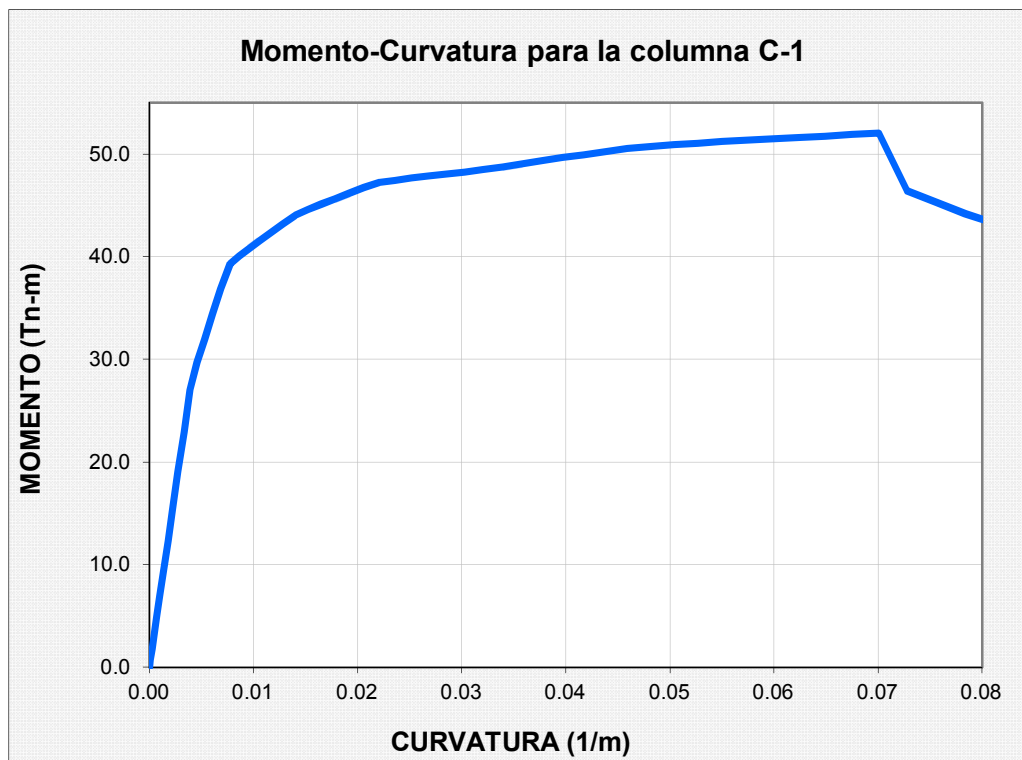
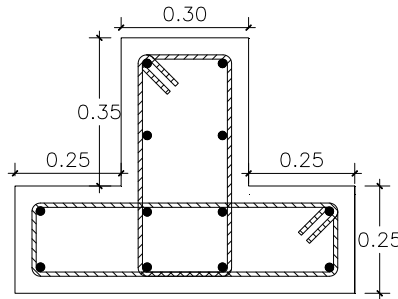


Figura 4.10. Diagrama Momento-Curvatura de la columna C-1

Los diagramas Momento-Curvatura obtenidos se transformaron a Momento-Giro según la metodología descrita en el marco teórico, multiplicando la curvatura por 0.5h (h=peralte del elemento). Con la finalidad de ingresar estos últimos datos a SAP 2000 en la generación de las rótulas plásticas, fue necesario idealizar el

diagrama Momento-Giro mediante tramos rectos, de donde son importantes los puntos correspondientes a la fluencia efectiva (Punto B) y capacidad máxima del elemento (Punto C), los otros puntos notables corresponden al 40% del momento en C con igual giro (Punto D) y 10% adicional (Punto E).

Tabla 4.14. Puntos notables del diagrama Momento - Giro de la viga V101-2

Punto	Momento (Tn-m)	Curvatura	Lp	Giro (rad)	M/My
(-) E	-4.842	-0.330	0.200	-0.066	-0.638
(-) D	-4.842	-0.300	0.200	-0.060	-0.638
(-) C	-12.105	-0.300	0.200	-0.060	-1.596
(-) B	-7.585	-0.009	0.200	-0.002	-1.000
A	0.000	0.000	0.200	0.000	0.000
B	7.585	0.009	0.200	0.002	1.000
C	12.105	0.300	0.200	0.060	1.596
D	4.842	0.300	0.200	0.060	0.638
E	4.842	0.330	0.200	0.066	0.638

Tabla 4.15. Puntos notables del diagrama Momento - Giro de la columna C-1

Punto	Momento (Tn-m)	Curvatura	Lp	Giro (rad)	M/My
A	0.00	0.000	0.400	0.000	0.000
B	45.10	0.017	0.400	0.007	1.000
C	52.04	0.070	0.400	0.028	1.154
D	20.82	0.070	0.400	0.028	0.462
E	20.82	0.077	0.400	0.031	0.462

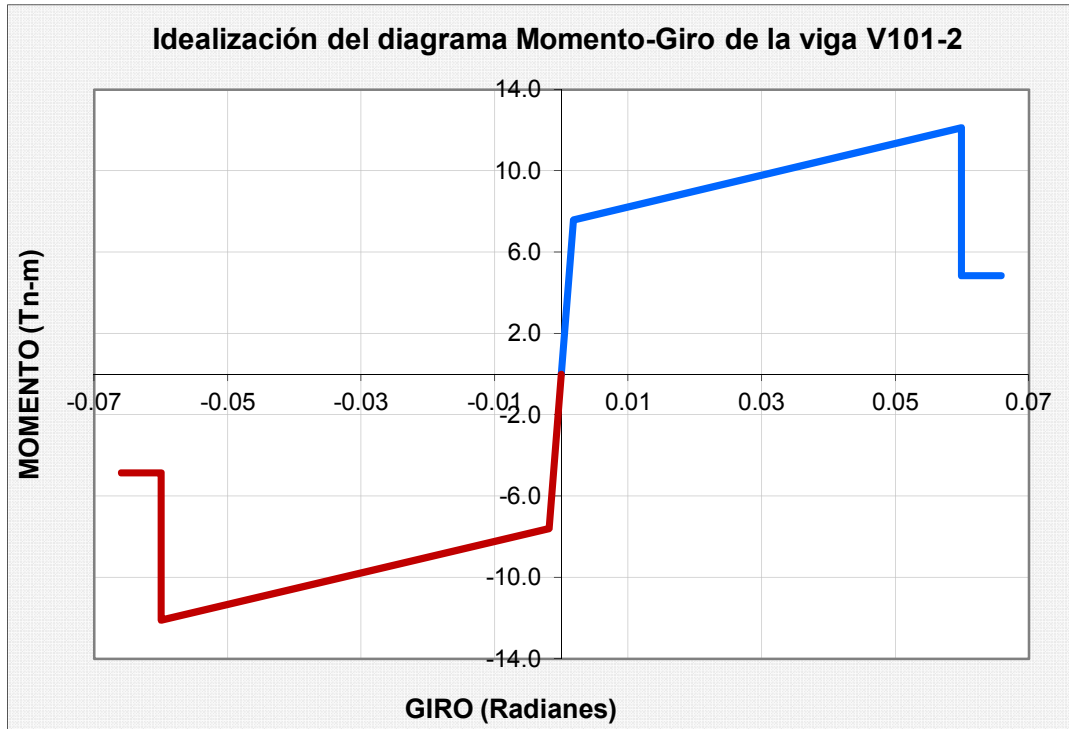


Figura 4.11. Idealización del diagrama Momento-Giro generado para la sección 2 de la viga V101

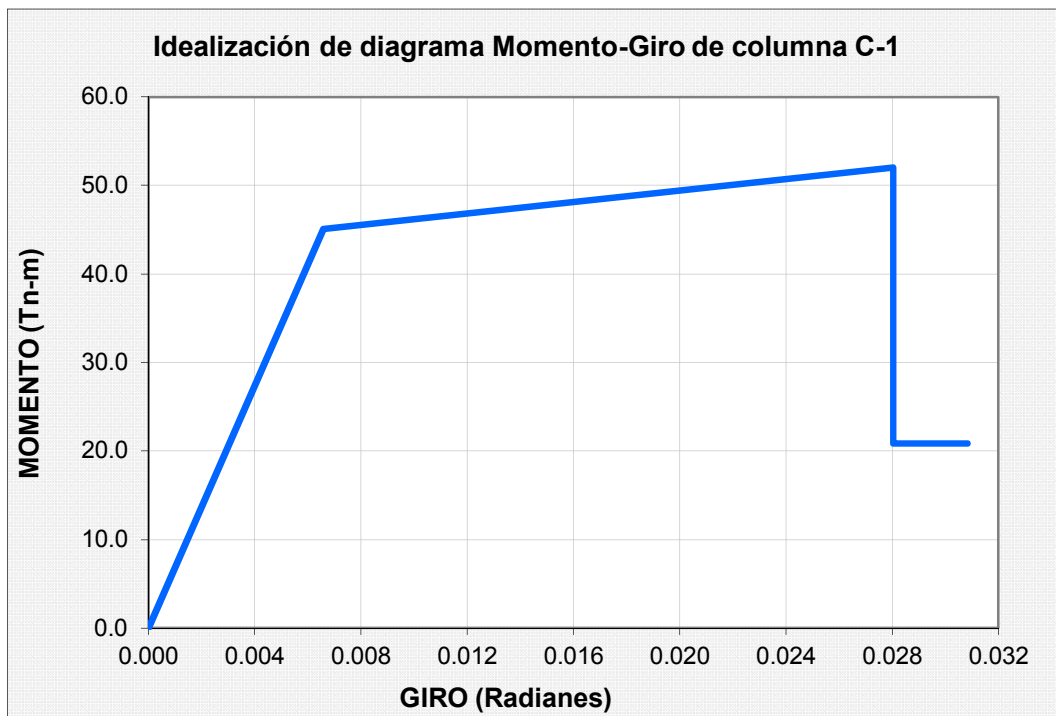


Figura 4.12. Idealización del diagrama Momento-Giro generado para la columna C1

Con los procedimientos descritos anteriormente se calcularon los diagramas Momento-Curvatura y sus idealizaciones Momento -Giro para todos los elementos “frame” (vigas y columnas) que conforman el sistema resistente a cargas laterales de los módulos del Pabellón C y que se muestran en los anexos.

Los criterios de aceptación para cada elemento son los descritos por las normativas FEMA 356 y ATC 40, en los que se consideran los niveles correspondientes a Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de vida (LS) y Prevención del Colapso (CP). Estos límites varían para vigas y columnas de acuerdo a las cuantías, capacidad resistente a cortante y características de confinamiento.

4.1.2.4. Curva de capacidad

Para generar las curvas de capacidad de ambos módulos, se realizó el Análisis estático no lineal - Pushover en el programa SAP 2000 con un patrón de cargas laterales proporcional al primer modo de vibración o modo fundamental.

Tabla 4.16. Patrón de cargas correspondientes al primer modo de vibración del módulo 1

DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS PARA EL PRIMER MODO							
Piso	ϕ	h(m)	Δh	W(kg)	$W\phi/\Sigma W\phi$	F(kg)	V(kg)
Techo	1.0000	10.70		155,764.50	0.369	64,743.26	
3	0.6557	7.35	3.35	281,138.44	0.437	76,626.05	64,743.26
2	0.2787	4.00	3.35	294,328.09	0.194	34,093.91	141,369.31
1	-	-	4.00	-	-	-	175,463.23
Total				731,231.03	1.000	175,463.23	

Tabla 4.17 .Patrón de cargas correspondientes al primer modo de vibración del módulo 2

DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS PARA EL PRIMER MODO							
Piso	ϕ	h(m)	Δh	W(kg)	$W\phi/\Sigma W\phi$	F(kg)	V(kg)
Techo	1.0000	7.00		75,791.63	0.413	19,951.14	
2	0.7520	4.00	3.00	143,215.88	0.587	28,351.32	19,951.14
1	-	-	4.00	-	-	-	48,302.46
Total				219,007.51	1.000	48,302.46	

El programa registra los desplazamientos en un punto de la estructura (nudo de control), el cual se asignó a un nudo ubicado en el techo de cada módulo. Aquí se relacionan los desplazamientos con los incrementos de cortante en la base distribuidos en la altura del edificio y en proporción al patrón de cargas calculado anteriormente (tablas 4.16 y 4.17).

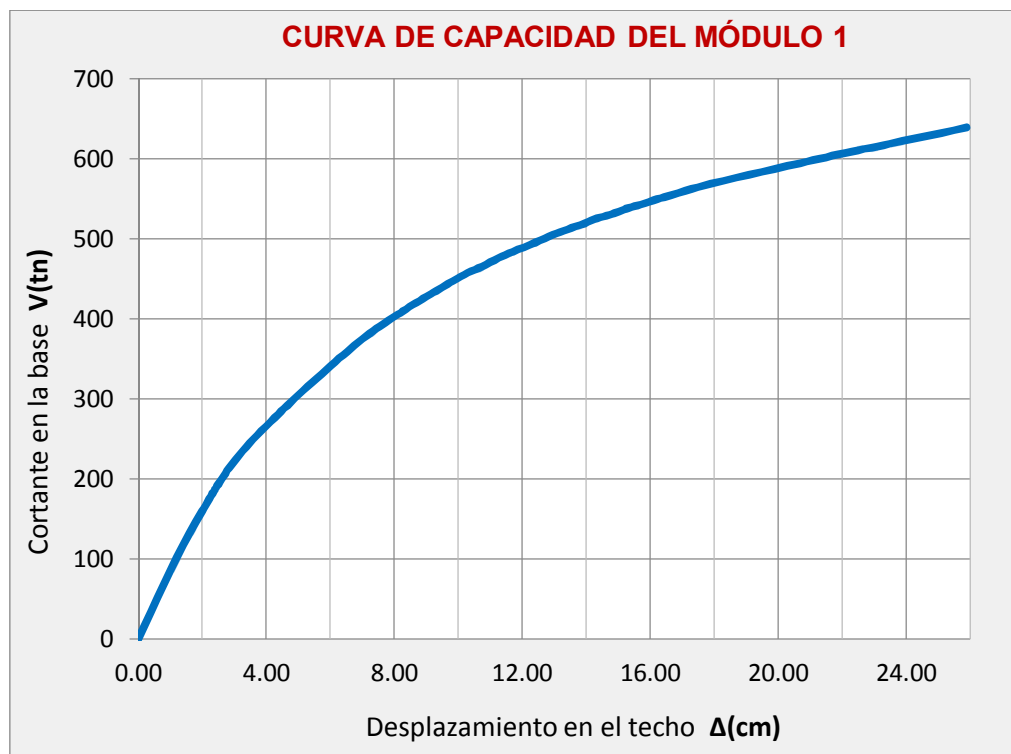


Figura 4.13. Curva de capacidad correspondiente al módulo 1 del Pabellón C

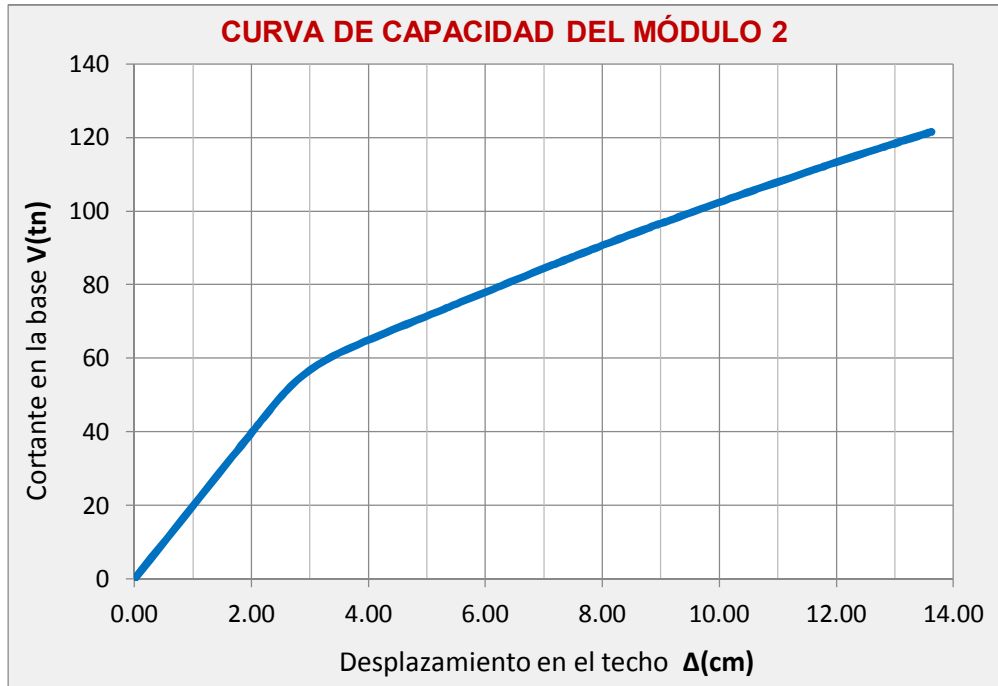


Figura 4.14. Curva de capacidad correspondiente al módulo 2 del Pabellón C

El límite de cada curva de capacidad (último punto) corresponde a la primera falla registrada en algún elemento (viga o columna), la que puede originar el colapso parcial o total de la estructura.

Son importantes los puntos de cada curva de capacidad correspondientes a la 1° rótula, fluencia efectiva y colapso, pues éstas definen la capacidad de incursionar en el rango inelástico y los niveles de sobrerresistencia de los módulos analizados.

Tabla 4.18. Puntos de interés obtenidos a partir de la curva de capacidad del módulo 1

Puntos de análisis	V(tn)	Δ (cm)
1° Rótula	188.77	2.43
Fluencia efectiva	374.64	4.37
Colapso	639.49	25.90

Los puntos de análisis obtenidos de la curva de capacidad para el primer módulo muestran que el módulo 1 tendría una ductilidad global de $\mu_{COL/FE}=5.93$ respecto a la fluencia efectiva y $\mu_{COL/1ROT}=10.65$ respecto a la primera rótula.

Además de ello, se cuenta con sobrerresistencias de $V_{COL/FE}=1.71$ y $V_{COL/1ROT}=3.38$, respecto a la fluencia efectiva y la formación de la primera rótula.

Tabla 4.19. Puntos de interés obtenidos a partir de la curva de capacidad del módulo 2

Puntos de análisis	V(tn)	Δ (cm)
1° Rótula	43.10	2.17
Fluencia efectiva	62.26	3.14
Colapso	121.52	13.62

Para el caso del módulo 2 se presenta una ductilidad global de $\mu_{COL/FE}=4.34$ respecto a la fluencia efectiva y $\mu_{COL/1ROT}=6.27$ respecto a la primera rótula.

Adicionalmente, se cuenta con sobrerresistencias de $V_{COL/FE}=1.95$ y $V_{COL/1ROT}=2.81$, respecto a la fluencia efectiva y la formación de la primera rótula.

Las comparaciones de ductilidad y sobrerresistencia de cada módulo nos dan un indicio de una menor capacidad del módulo 2 de incursionar en el rango inelástico.

4.1.2.5. Rótulas plásticas y mecanismo de colapso

El siguiente paso fue analizar el proceso de formación de rótulas plásticas que es obtenido del análisis Pushover. Éste describe el mecanismo de falla de ambas estructuras analizadas, que permitan juntos con los resultados del desempeño sísmico prever medidas de reforzamiento.

Para describir este proceso, se consideró para el Módulo 1, la no interacción tabique-pórtico. Esto último es consistente debido a que los tabiques que se encuentran confinados están aislados de los pórticos con juntas de 2.5 a 3 cm de ancho y los resultados del análisis lineal (estático y dinámico) demuestran que la estructura es bastante rígida. Para el Módulo 2 se ha analizado un primer caso considerando la no interacción tabique – pórtico debido a que existe una pequeña junta entre ambos de 1 a 1.5 cm que para pequeños desplazamientos laterales es aceptable. Sin embargo con desplazamientos laterales mayores al ancho de junta, el comportamiento de la estructura cambia debido a la rigidez adicional que le confieren tales muros y los mayores esfuerzos por cortante a los que se ven sometidos las columnas en la parte superior del alféizar de las ventanas altas, por ello se analizó un segundo caso considerando la su interacción.

4.1.2.5.1. Módulo 1

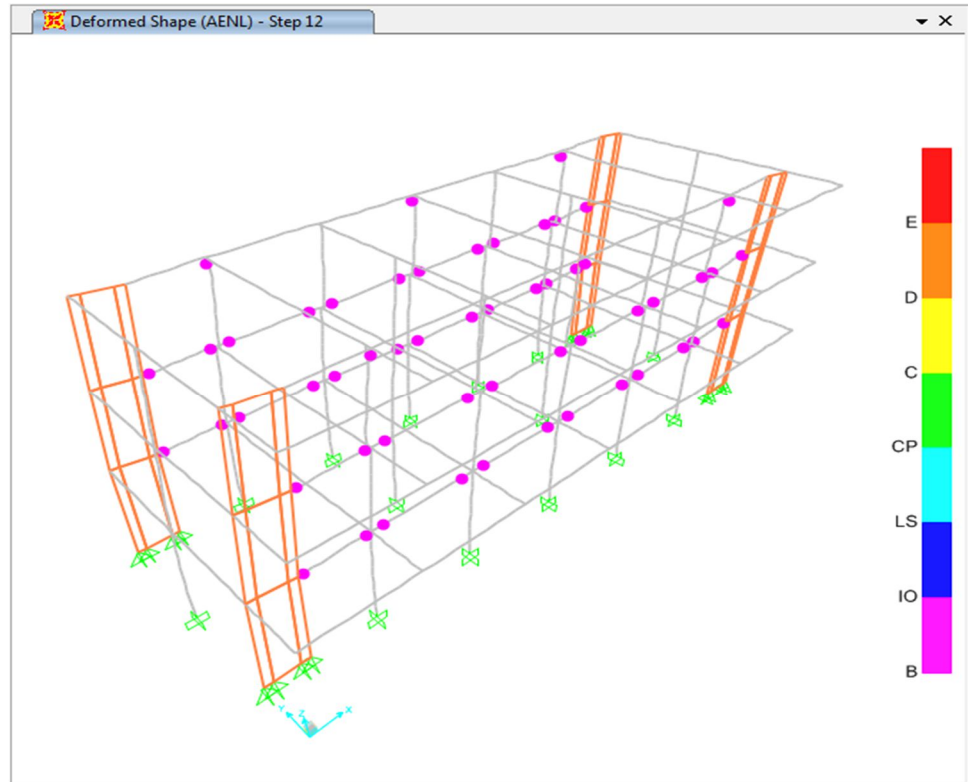


Figura 4.15. Proceso inicial de generación de rótulas plásticas en el Módulo 1

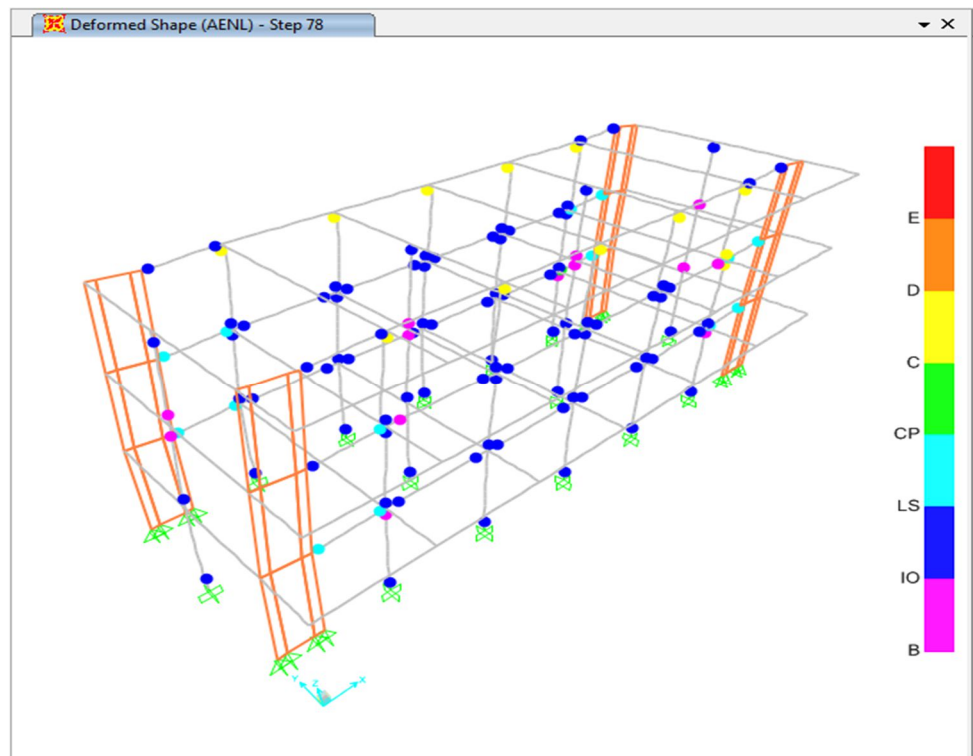


Figura 4.16. Proceso final de generación de rótulas plásticas en el Módulo 1

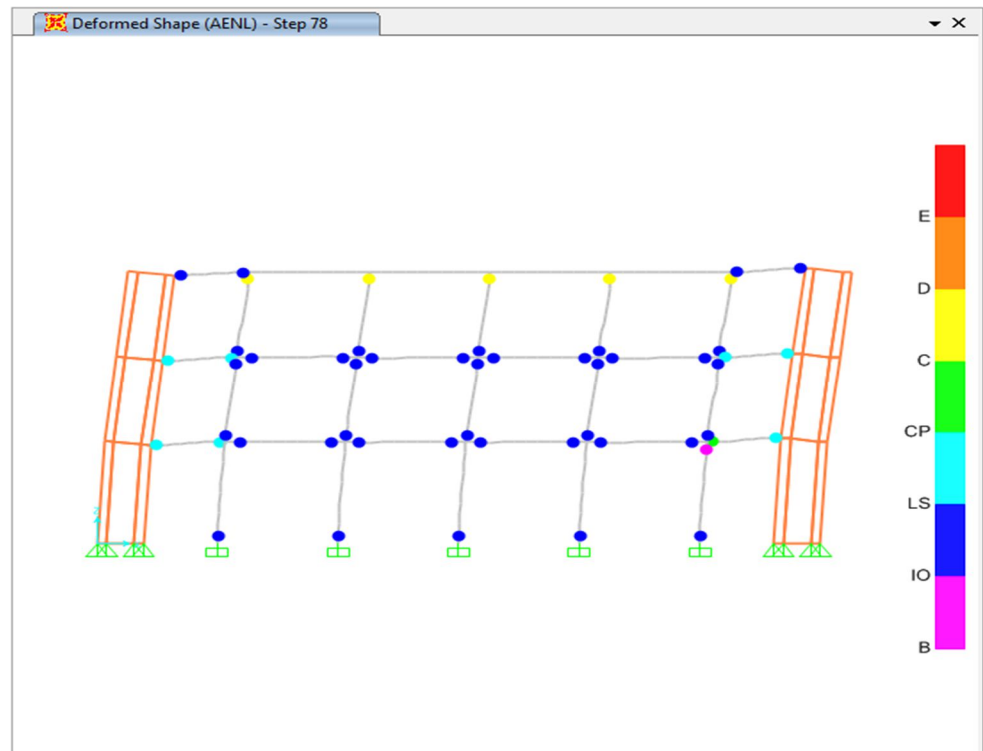


Figura 4.17. Proceso final de generación de rótulas plásticas en pórtico longitudinal principal

Las primeras rótulas plásticas en la estructura del módulo 1 se forman en las vigas (fig. 4.15), un comportamiento deseable y de acuerdo al concepto de “viga débil – columna fuerte”, que es recomendable para evitar estructuras frágiles con colapsos súbitos.

La rotura (fig. 4.16 y 4.17) comienza en las rótulas superiores de las columnas del último piso que es causado por el cambio de sección, con un peralte de 75 a 80 cm en los dos primeros niveles para la dirección del sismo en X, a columnas con peralte de 25 a 30 cm en el mismo sentido para el último nivel.

4.1.2.5.2. Módulo 2 (Sin interacción tabique-pórtico)

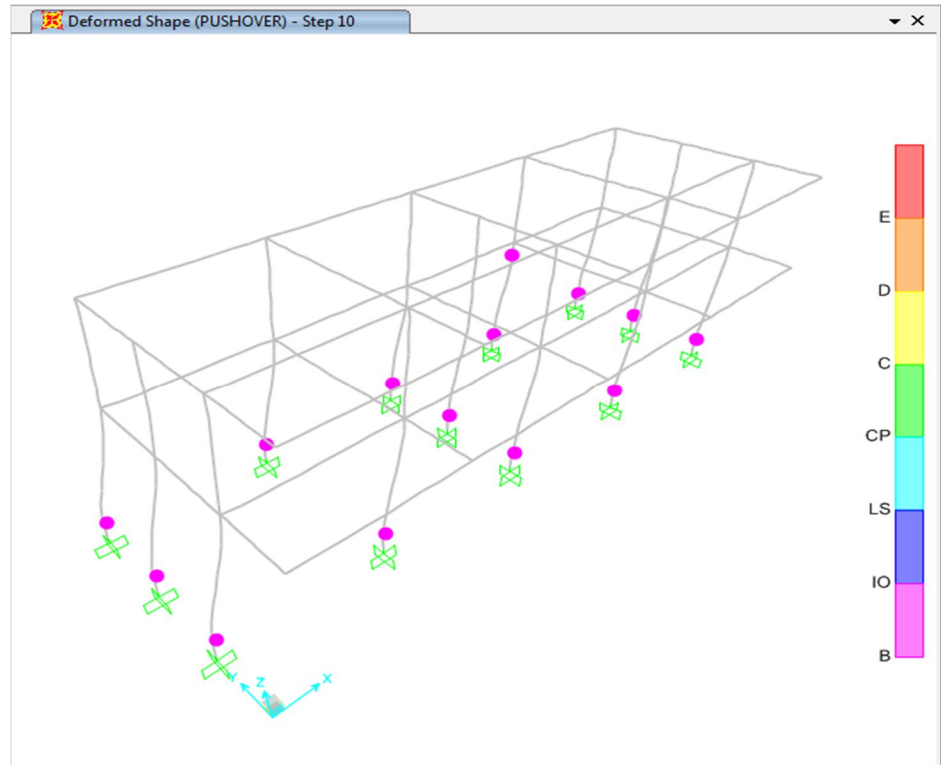


Figura 4.18. Proceso inicial de generación de rótulas plásticas en el Módulo 2

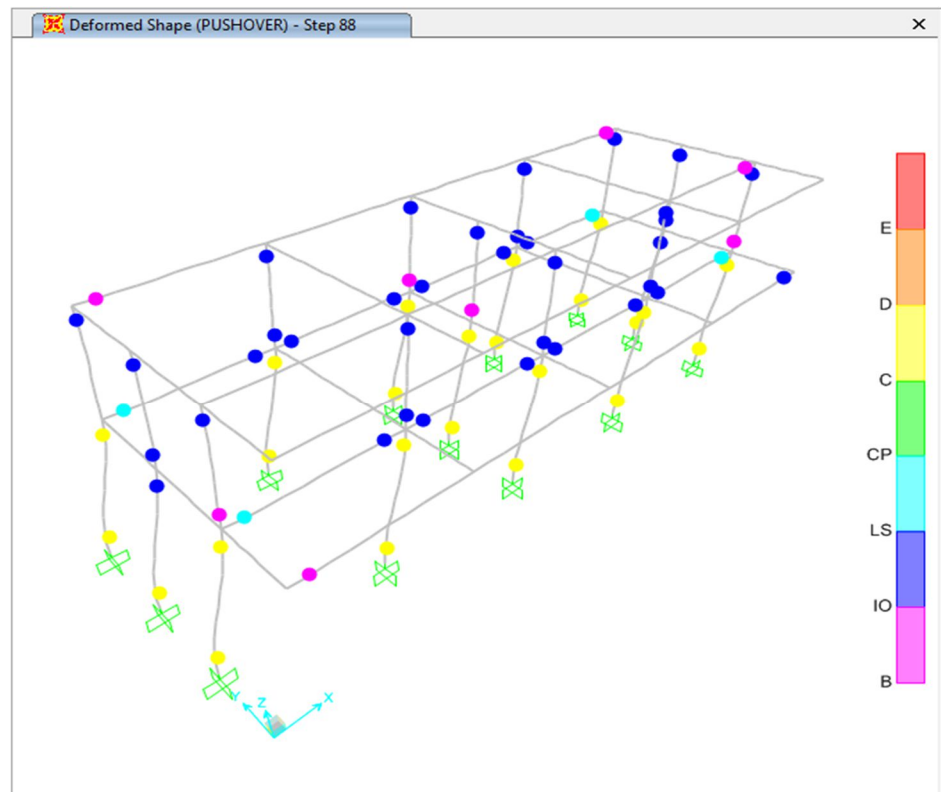


Figura 4.19. Proceso final de generación de rótulas plásticas en el Módulo 2

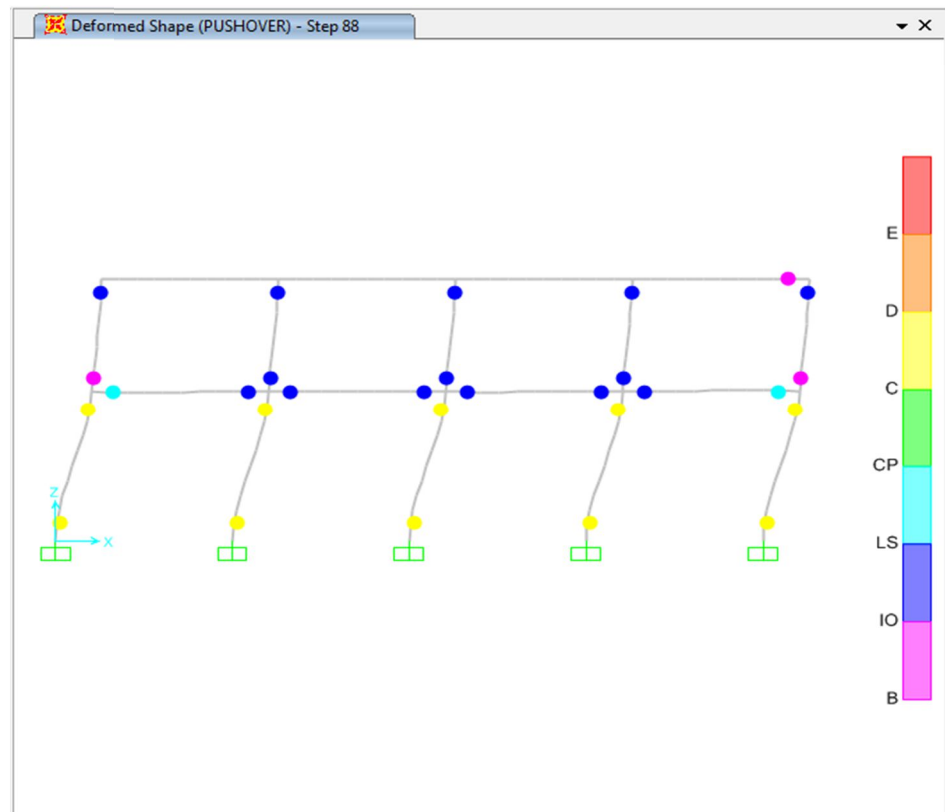


Figura 4.20. Proceso final de generación de rótulas plásticas en pórtico longitudinal principal

A diferencia de un comportamiento inicial deseable en el primer módulo, en esta estructura son las columnas las primeras en fallar y las que se ven sometidas a mayor concentración de esfuerzos (“viga fuerte-columna débil”), un comportamiento indeseable que la hace susceptible a colapsos parciales o al colapso total de la estructura.

Los desplazamientos laterales de piso que superan los anchos de las juntas dejadas entre tabique y pórtico (1-1.5 cm) hacen que el choque entre ellos limite el desplazamiento de las columnas hasta la altura del alféizar. Esta energía por deformación sin disipar por las columnas se concentra en la parte de las ventanas altas, ocasionando el efecto de columna cautiva o columna corta.

4.1.2.5.3. Módulo 2 (Con interacción tabique-pórtico)

Para la generación de este modelo en SAP 2000, se representó la tabiquería de la parte posterior de la estructura (eje 4) como un puntal tipo biela según el modelo propuesto por Paulay & Priestley (1992).

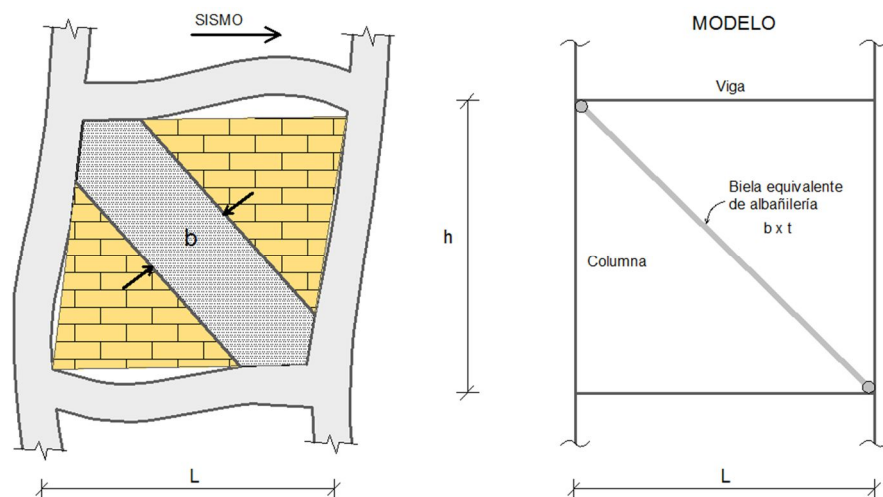


Figura 4.21. Modelo adoptado de la tabiquería posterior como puntal tipo biela

$$b = \frac{D}{4} = \text{Ancho efectivo}$$

$$t = \text{espesor del muro}$$

$$b_{\text{piso 1}} = \frac{\sqrt{4^2 + 3.1^2}}{4} = 1.26m$$

$$b_{\text{piso 2}} = \frac{\sqrt{4^2 + 2.1^2}}{4}$$

$$= 1.13m$$

Los anchos efectivos tomados fueron de 1.25 y 1.10 m para el primer y segundo piso respectivamente. Y el espesor de la diagonal fue el correspondiente al de la albañilería, 13.5 cm.

Las rótulas que se generan en el segmento de columna de las ventanas altas son por corte y a la mitad de la luz.

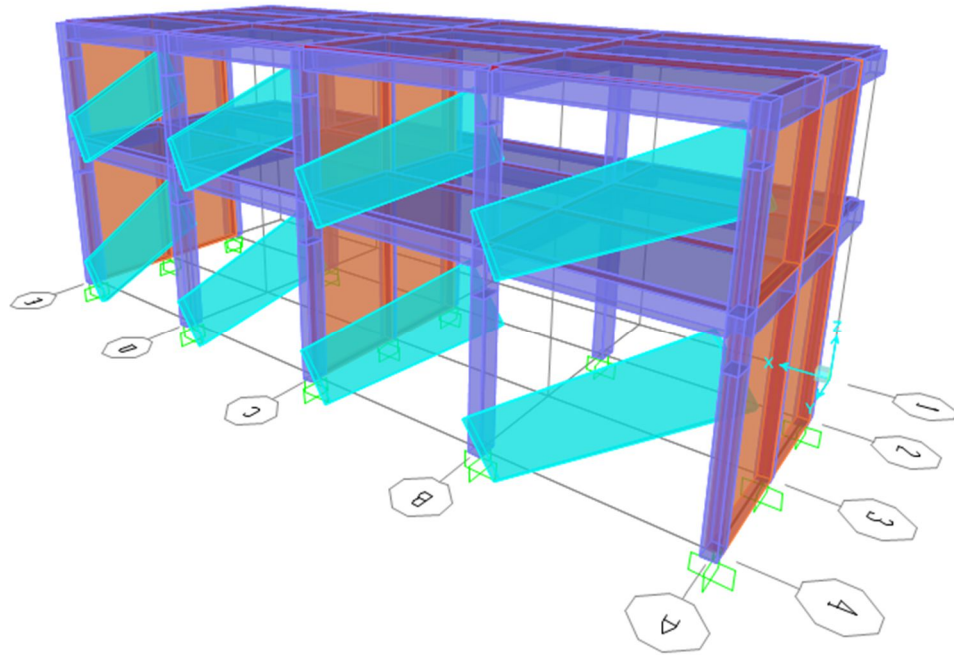


Figura 4.22. Modelo del tabique de albañilería como diagonal equivalente

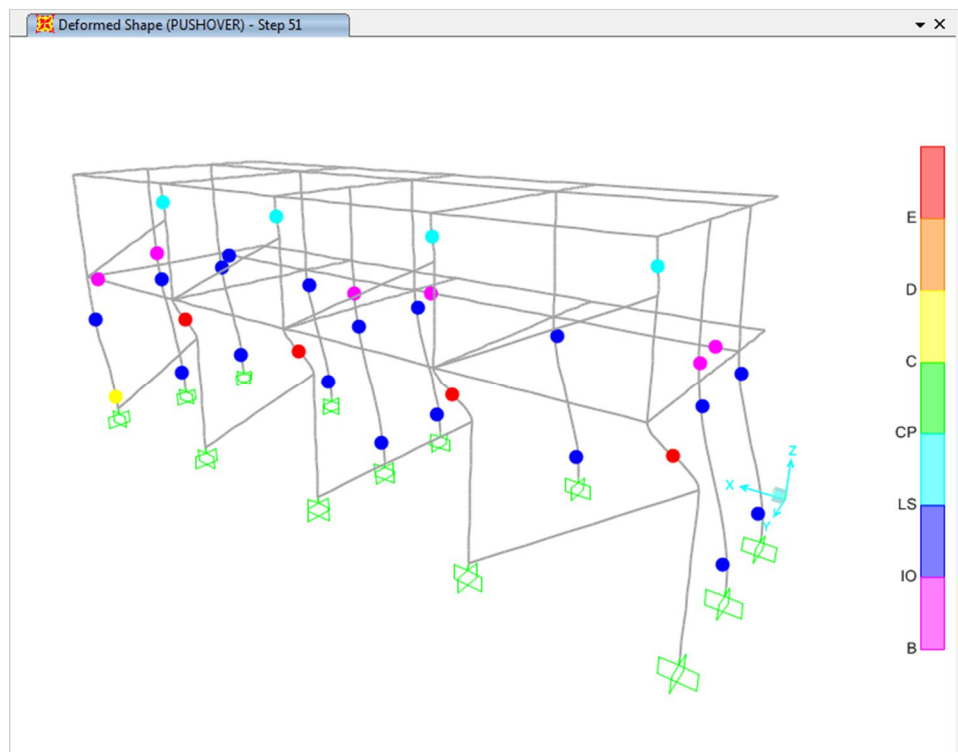


Figura 4.23. Vista posterior del edificio en el mecanismo de falla por columna corta

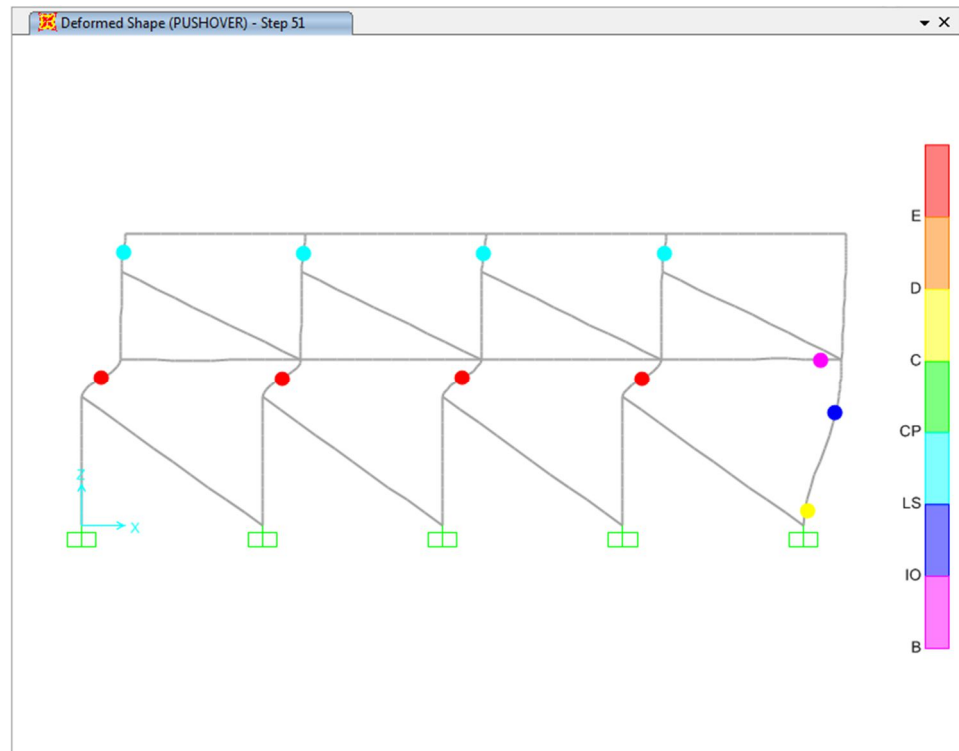


Figura 4.24. Mecanismo de falla por columna corta del pórtico posterior

Las figuras anteriores muestran que el comportamiento de la estructura considerando la interacción tabique-pórtico provoca efectos de columna corta en el pórtico posterior resistente a cargas laterales. Esto es debido al ancho insuficiente dejado en las juntas sísmicas de separación entre ambos.

Las roturas por cortante (rótulas de color rojo) se inician en los tramos superiores de las columnas del primer piso debido al mayor peso soportado con respecto al segundo.

Además de las fallas por efectos de columna cautiva (columna corta) es necesario verificar si adicionalmente se presentan fallas en los tabiques de albañilería por aplastamiento, tracción diagonal o cizalle.

RESISTENCIA POR APLASTAMIENTO

$$R_c = 0.12 f' m D t$$

$$R_c = 0.12 \times 45 \times 506.06 \times 13.5$$

$$R_c = 36.89 \text{ tn}$$

RESISTENCIA POR TRACCIÓN DIAGONAL

$$R_t = 0.85 \sqrt{f' m} D t$$

$$R_t = 0.85 \times \sqrt{45} \times 506.06 \times 13.5$$

$$R_t = 38.95 \text{ tn}$$

RESISTENCIA POR CIZALLE

$$R_z = \frac{f_z D t}{1 - 0.4 \frac{H}{L}}$$

$$f_z = 4 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_z = \frac{4 \times 506.06 \times 13.5}{1 - 0.4 \frac{310}{400}}$$

$$R_z = 39.60 \text{ tn}$$

Donde:

Carga axial actuante = $C < \min (R_c, R_t \text{ o } R_z)$

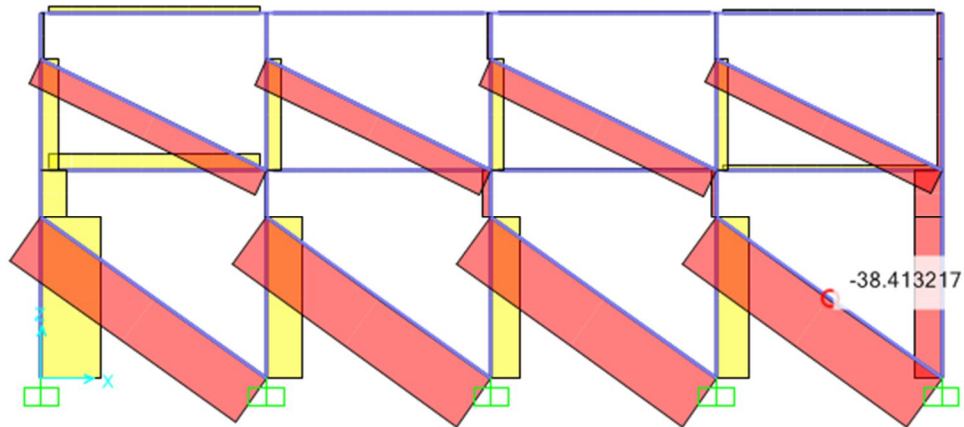


Figura 4.25. Diagrama de carga axial en la diagonal equivalente de albañilería debido a carga sísmica

Tabla 4.20. Fuerza axial actuante en los paños de albañilería debido a carga sísmica

1° PISO Paños	1° PISO Carga axial actuante (tn)	1° PISO Resistencia por aplastamiento (tn)	1° PISO Resistencia por tracción diagonal (tn)	1° PISO Resistencia por cizalle (tn)	Condición
Entre A-B	34.93	36.89	38.95	39.60	Cumple
Entre B-C	38.15	36.89	38.95	39.60	No cumple
Entre C-D	38.32	36.89	38.95	39.60	No cumple
Entre D-E	38.41	36.89	38.95	39.60	No cumple
2° PISO Paños	2° PISO Carga axial actuante (tn)	2° PISO Resistencia por aplastamiento (tn)	2° PISO Resistencia por tracción diagonal (tn)	2° PISO Resistencia por cizalle (tn)	Condición
Entre A-B	17.40	32.93	34.78	30.88	Cumple
Entre B-C	17.92	32.93	34.78	30.88	Cumple
Entre C-D	18.32	32.93	34.78	30.88	Cumple
Entre D-E	16.39	32.93	34.78	30.88	Cumple

La cargas axiales actuantes en la mayoría de las diagonales de tabique equivalente superan las resistencias por aplastamiento y los márgenes de aceptación por tracción diagonal y cizalle son mínimos. Por lo tanto a las fallas por columna corta en el primer piso le acompañarán grietas en los paños de albañilería del primer nivel o el colapso de estos elementos.

4.1.2.6. Espectros de demanda y capacidad

4.1.2.6.1. Espectro de capacidad

El espectro de capacidad en formato ADRS (S_a vs S_d) se determinó de la curva de capacidad de la estructura de acuerdo a la metodología que establece el ATC-40.

En la tabla se muestra el cálculo del factor de participación modal PF para el primer modo natural cuyo valor resultó 1.41 y el coeficiente modal de masa α para el primer modo natural cuyo valor fue 0.81, para el módulo 1.

Tabla 4.21. Parámetros modales para el módulo 1

Nivel	W_i	w_i/g	ϕ_1	$w/g \times (\phi_1)$	$w/g \times (\phi_1)^2$
Piso 1	30013.11	30.01	0.28	8.36	2.33
Piso 2	28668.14	28.67	0.66	18.80	12.33
Techo	15883.56	15.88	1.00	15.88	15.88
Total	74564.81	74.56		43.05	30.54
		PF =	1.41		
		α =	0.81		

Con los valores de los desplazamientos de la estructura y utilizando los valores de la tabla anterior, se reemplazaron en la siguientes fórmulas para calcular los datos que se necesitan para graficar el espectro de capacidad.

$$S_d = \frac{\Delta_{Techo}}{PF_1 \phi_{Techo,1}} ; S_a = \frac{V/W}{\alpha_1}$$

Tabla 4.22. Valores del espectro de capacidad para el módulo 1

Desplazamiento (cm)	Cortante (Tn)	Desplazamiento espectral (Sd)	Aceleración espectral (Sa)
0.00	0.00	0.00	0.00
0.40	34.18	0.28	0.06
1.20	101.47	0.85	0.17
2.43	188.77	1.72	0.32
4.26	276.45	3.02	0.46
6.28	350.71	4.46	0.59
8.26	409.43	5.86	0.69
10.29	457.77	7.30	0.77
12.41	495.41	8.80	0.83
14.34	525.89	10.18	0.88
16.22	549.90	11.51	0.92
18.70	576.55	13.27	0.97
20.30	591.56	14.40	0.99
22.70	612.68	16.10	1.03
24.30	625.64	17.24	1.05
25.90	639.49	18.38	1.07

La figura muestra la curva de capacidad de la estructura para el módulo 1, se muestra también el espectro de capacidad para el mismo módulo a partir de la curva de capacidad.

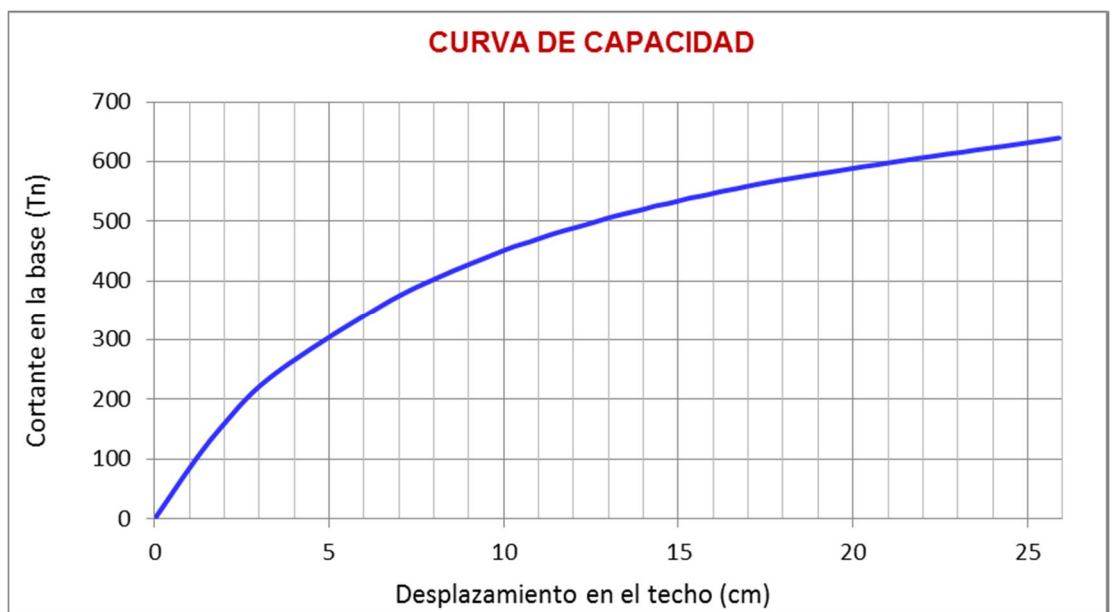


Figura 4.26. Curva de capacidad del módulo 1

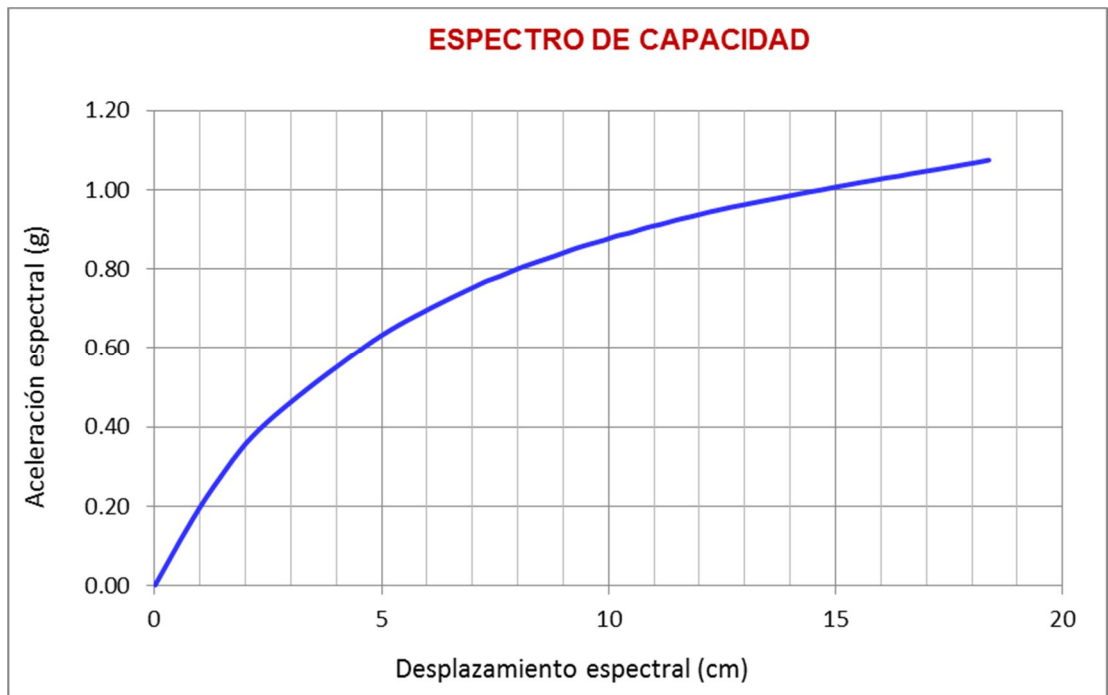


Figura 4.27. Espectro de capacidad a partir de la curva de capacidad en el módulo 1

En la tabla se presenta el cálculo del factor de participación modal PF para el primer modo natural cuyo valor resultó 1.17 y el coeficiente modal de masa α para el primer modo natural cuyo valor fue 0.98, para el módulo 2.

Tabla 4.23. Parámetros modales para el módulo 2

Nivel	W _i	w _i /g	ϕ_1	w/g x (ϕ_1)	w/g x (ϕ_1) ²
Piso 1	14603.95	14.60	0.75	10.98	8.26
Techo	7728.59	7.73	1.00	7.73	7.73
Total	22332.54	22.33		18.71	15.99

PF = 1.17
 $\alpha = 0.98$

Con los valores de los desplazamientos de la estructura y utilizando los valores de la tabla anterior, se calcularon los datos que se necesitan para graficar el espectro de capacidad.

Tabla 4.24. Valores del espectro de capacidad para el módulo 2

Desplazamiento (cm)	Cortante (Tn)	Desplazamiento espectral (Sd)	Aceleración espectral (Sa)
0.00	0.00	0.00	0.00
0.56	11.11	0.48	0.03
1.12	22.21	0.96	0.05
1.68	33.32	1.44	0.08
2.17	43.10	1.86	0.10
3.92	64.42	3.35	0.15
4.84	70.44	4.13	0.16
5.58	75.24	4.77	0.18
6.77	82.92	5.79	0.19
7.47	87.39	6.39	0.20
8.78	95.37	7.50	0.22
9.56	99.86	8.17	0.23
10.38	104.53	8.87	0.24
11.78	112.12	10.07	0.26
12.83	117.51	10.96	0.27
13.62	121.52	11.64	0.28

La figura muestra la curva de capacidad de la estructura para el módulo 2, se muestra también el espectro de capacidad para el mismo módulo a partir de la curva de capacidad.

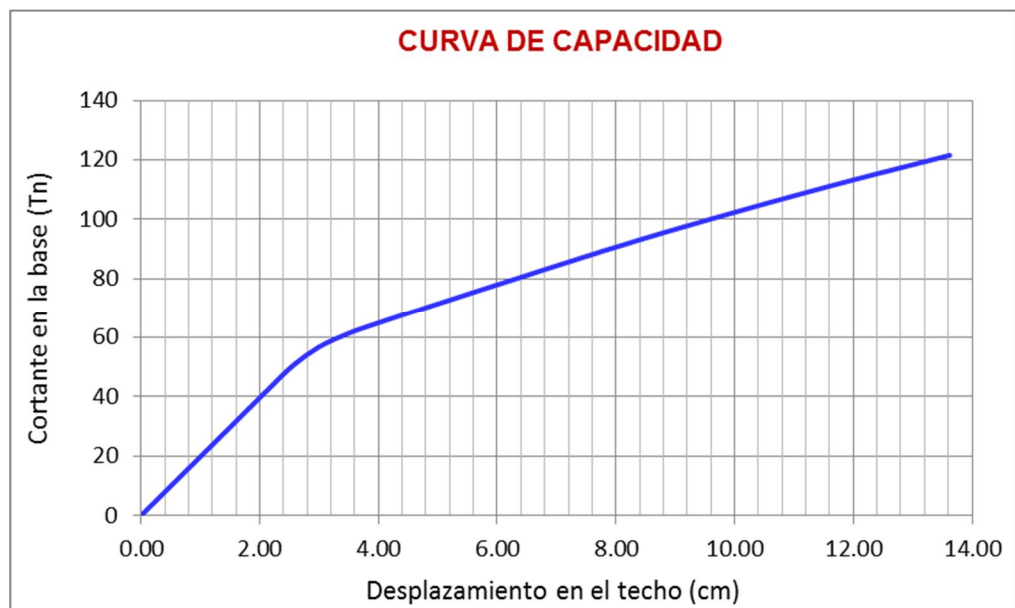


Figura 4.28. Curva de capacidad del módulo 2

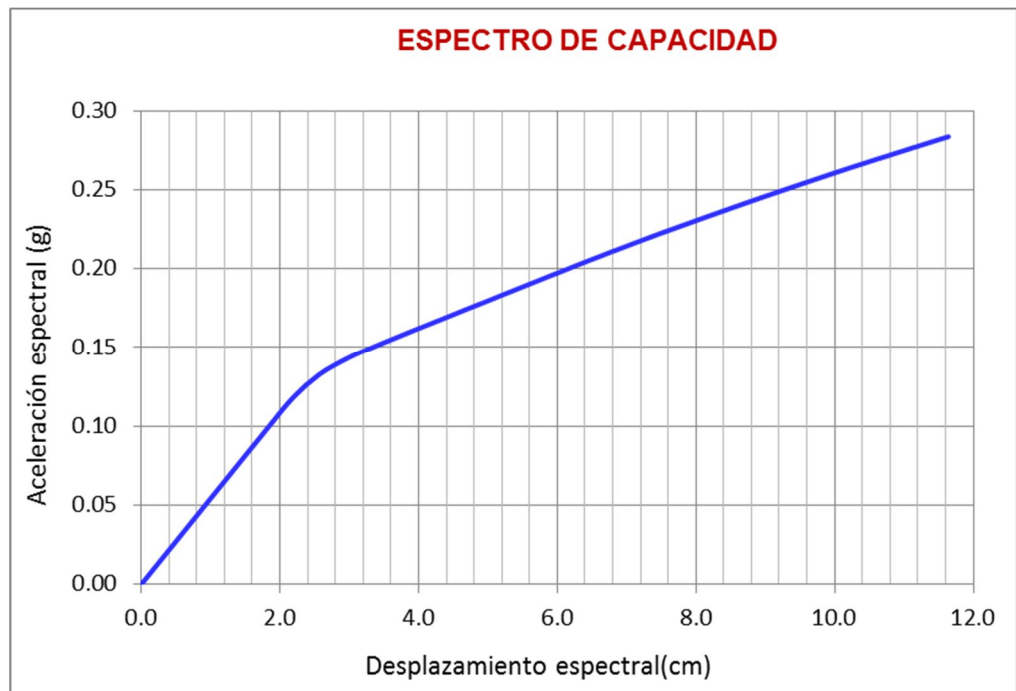


Figura 4.29. Espectro de capacidad a partir de la curva de capacidad en el módulo 2

4.1.2.6.2. Espectro de demanda

La norma E.030 establece parámetros para poder definir el espectro de pseudoaceleraciones a través de:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g$$

- Donde:
- S_a : Aceleración espectral
 - Z : Factor de zona
 - S : Factor de suelo
 - U : Factor de uso
 - C : Factor de amplificación sísmica
 - R : Coeficiente de reducción
 - g : Aceleración de la gravedad

Este espectro relaciona dichas pseudoaceleraciones para una determinada serie de períodos que la estructura determina durante

una acción sísmica. Definido estos dos valores (T , S_a) se puede calcular los valores de las pseudoaceleraciones para definir el espectro de desplazamiento, según:

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{a_i} \times g$$

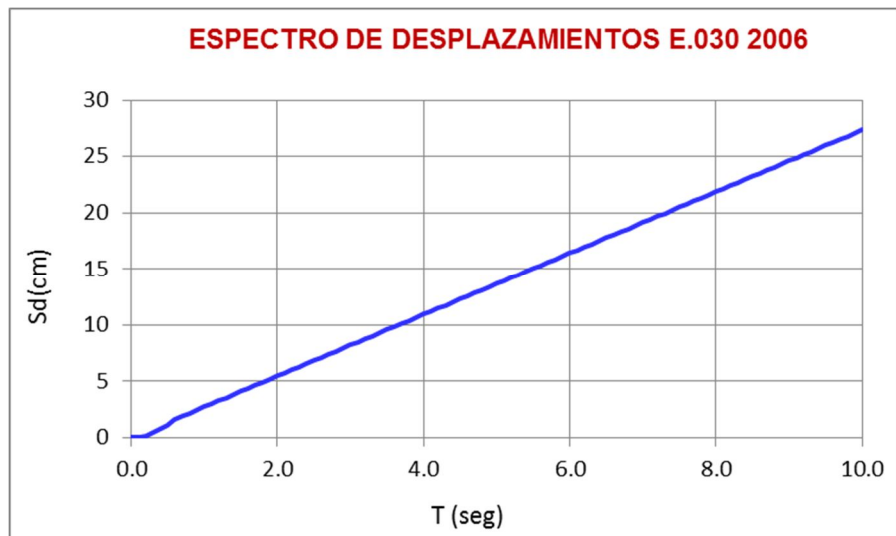


Figura 4.30. Espectro de desplazamientos con la norma E.030 2006

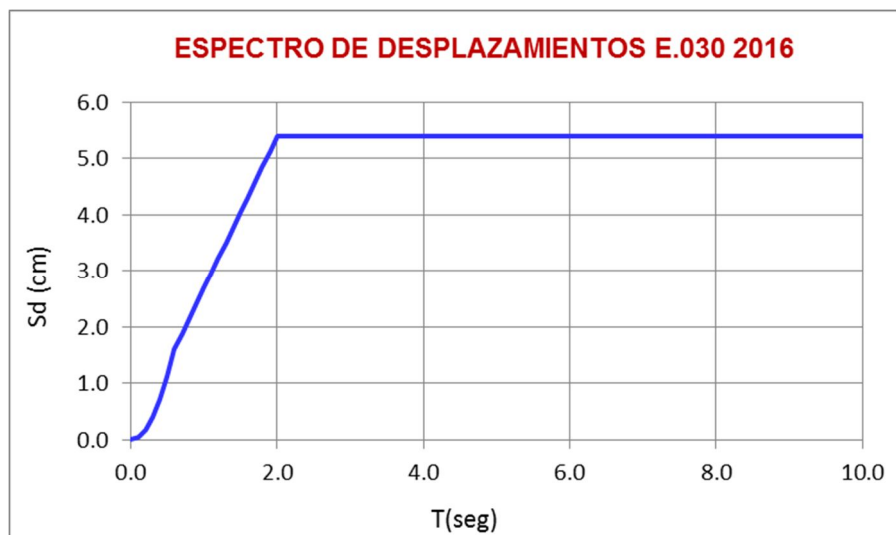


Figura 4.31. Espectro de desplazamientos con la norma E.030 2016

Como se aprecia en la curva del 2006, el espectro de desplazamiento relaciona los valores de las pseudodesplazamientos y períodos definiendo una gráfica lineal. Para el espectro del 2016 ésta linealidad se presenta hasta un período de 2 seg para luego ser una constante con un valor de $S_d = 5.385$ cm. Esto se debe a que la nueva norma inserta un nuevo período T_L que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante, corrigiendo de esta manera el espectro de desplazamiento de la norma anterior. Justamente es en esta zona de desplazamientos constantes con períodos mayores a 2 seg donde se estima el comportamiento de estructuras altas.

Para la determinación del punto de desempeño mediante el método del espectro capacidad-demanda fue necesario convertir el espectro de pseudoaceleraciones a un formato ADRS, donde se relacione la aceleración espectral (S_a) respecto del desplazamiento espectral (S_d). Entonces cada punto (S_{a_i}, T) del espectro de respuesta le corresponde (S_{a_i}, S_{d_i}) del espectro de demanda.

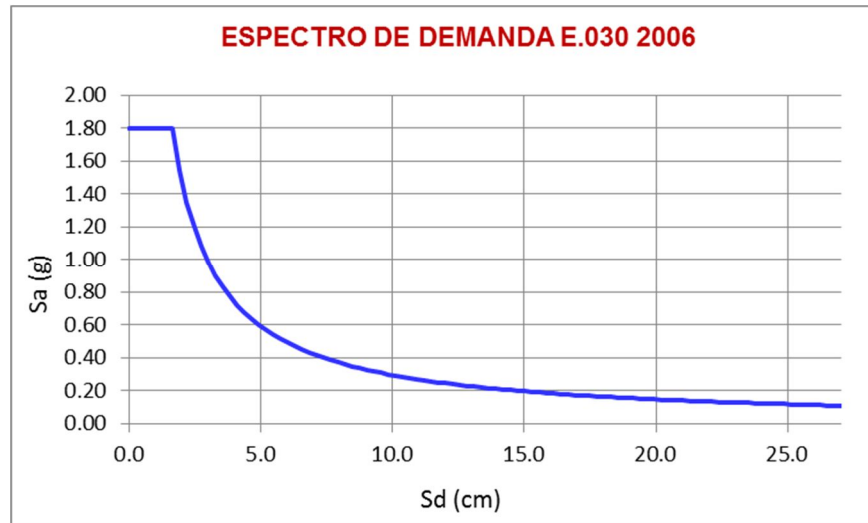


Figura 4.32. Espectro de demanda con la norma E.030 2006

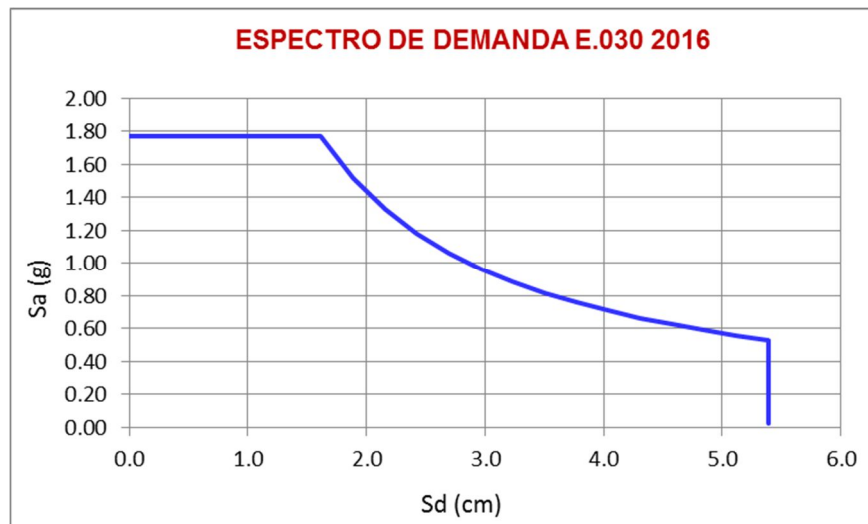


Figura 4.33. Espectro de demanda según la norma E.030 2016

Según las gráficas, el espectro de demanda E.030 2016 ha cambiado en la parte final siendo un valor constante del pseudodesplazamiento esto se debe, como se mencionó antes, la norma establece el período T_L que para períodos largos los desplazamientos se vuelven constantes.

4.1.2.7. Nivel de desempeño sísmico

Se determinó inicialmente el nivel de desempeño de la estructura de ambos módulos según la metodología del ESPECTRO CAPACIDAD-DEMANDA propuesta por ATC-40. Posteriormente, se utilizó el método de LINEARIZACIÓN EQUIVALENTE indicado en FEMA 440 (Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, 2005), un método que mejora el procedimiento del Espectro Capacidad-Demanda para solucionar las divergencias en los resultados encontradas con otros métodos, como el del Coeficiente de Desplazamiento indicada en FEMA 356.

Los niveles de sismo ocasional y muy raro se obtuvieron a partir de las relaciones según Aguiar, en base a las investigaciones realizadas por Muñoz, Silva y Zegarra en el año 2002.

Tabla 4.25. Aceleraciones (g) utilizadas para la costa peruana

SISMO	A_0	$\frac{A_0 \text{ Ocas}}{A_0 \text{ Frec}}$	$\frac{A_0 \text{ M. Raro}}{A_0 \text{ Raro}}$	$\frac{A_0 \text{ Norma}}{A_0 \text{ Frec}}$
Frecuente (SF)	0.20	1.25	1.25	2
Ocasional (SO)	0.25			
Raro (SR)	0.40			
Muy raro (SMR)	0.50			

FUENTE: Aguiar, 2003

Con estas relaciones se generaron los espectros elásticos para cada nivel de amenaza, que son utilizados en la determinación del punto de desempeño.

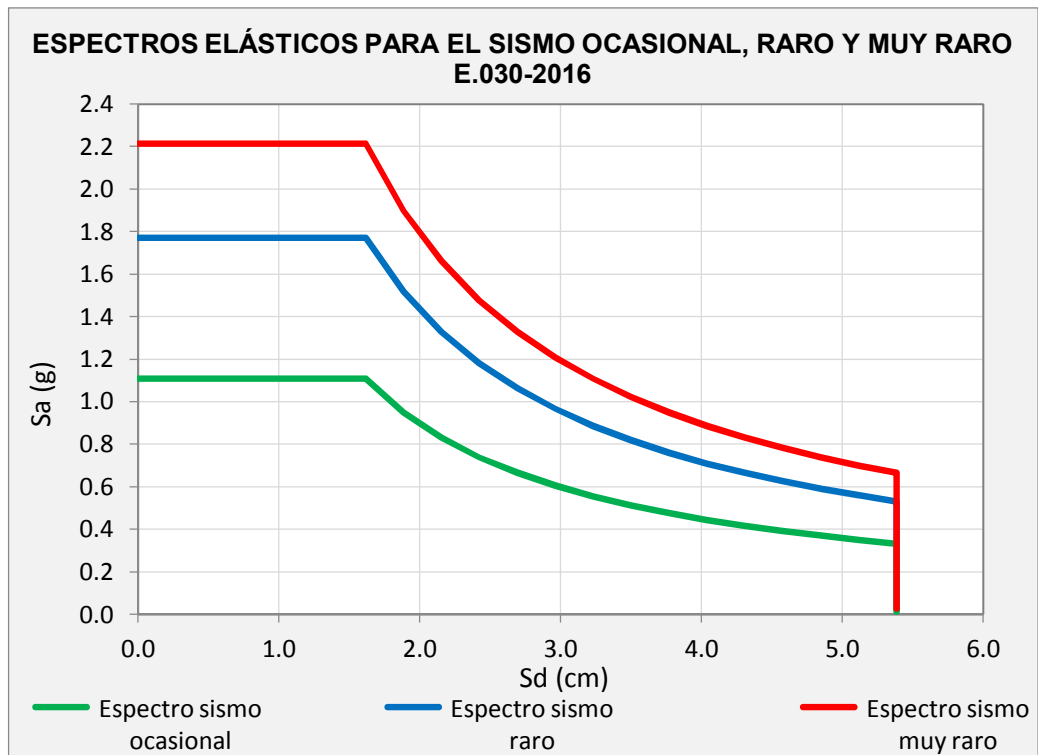
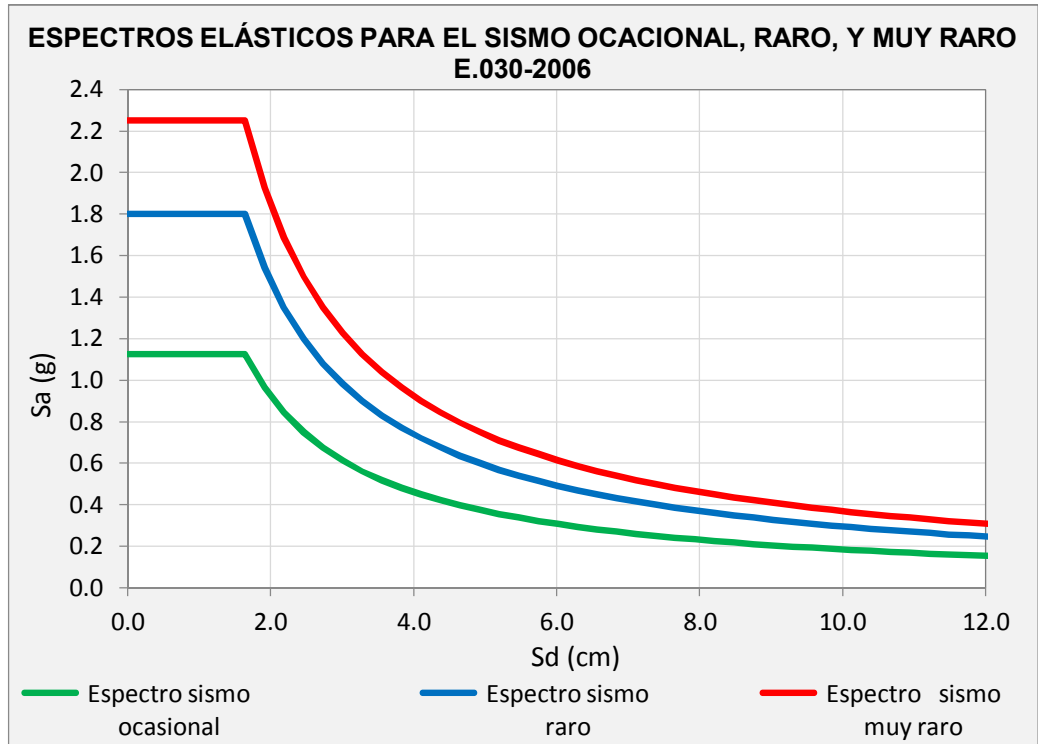


Figura 4.34. Niveles de demanda sísmica para la obtención del punto de desempeño mediante la metodología de Espectro Capacidad – Demanda y Linearización Equivalente

4.1.2.7.1. Desempeño sísmico del Módulo 1

Para determinar el punto de desempeño se utilizaron los espectros correspondientes a los niveles de amenaza descritos anteriormente.

Desempeño con los Niveles de Amenaza E.030 2006

- Desempeño sísmico con el método del ESPECTRO CAPACIDAD-DEMANDA:

Tabla 4.26. Última iteración para el cálculo del desempeño ante un sismo raro mediante el método del ESPECTRO CAPACIDAD – DEMANDA – E.030 2006

						PUNTO DE DESEMPEÑO SISMO RARO				
ap1	dp1	ay1	dy1	SRA	SRv	ap	dp	D (cm)	V (Tn)	B ₀
0.474	3.122	0.281	1.381	0.655	0.735	0.488	3.273	4.61	290.056	9.554

Según este procedimiento, se obtiene un desempeño sísmico de la estructura con un desplazamiento de 4.61 cm en el techo, una cortante basal de 290.06 tn y un amortiguamiento histerético (β_0) de 9.55% para un nivel de amenaza considerado como sismo raro.

- Desempeño sísmico con el método de LINEARIZACIÓN EQUIVALENTE:

Para su determinación fue necesario utilizar el procedimiento y la formulación indicada en FEMA 440 y que fue mostrada en el marco teórico del presente trabajo.

Tabla 4.27. Última iteración para el cálculo del desempeño ante un sismo raro mediante el método de LINEARIZACIÓN EQUIVALENTE – E.030 2006

DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS INICIALES	
$\alpha=$	0.45
$\mu=$	2.91
$T_o=$	1.39
$B_{eff}=$	15.22
$T_{eff}=$	2.04
$B=$	1.39
$(T_o/T_{sec})^2=$	0.64
M	1.38

						PUNTO DE DESEMPEÑO SISMO RARO	
ap1	dp1	ay1	dy1	ap	dp	D (cm)	V (Tn)
0.603	4.627	0.323	1.590	0.6147	4.7663	6.72	365.738

Mediante esta metodología, se obtuvieron valores del punto de desempeño más elevados para el sismo raro que el obtenido con el método del Espectro Capacidad - Demanda, con un desplazamiento en el techo de 6.72 cm, un cortante en la base de 365.74 tn y un amortiguamiento efectivo (β_{eff}) de 15.22%.

Se trabajó con los valores obtenidos mediante esta última metodología para la determinación del desempeño ante los tres niveles de demanda sísmica, debido a que se obtienen desplazamientos más elevados que comparados con los de otros métodos a través del programa SAP 2000, las distorsiones son menores. Por lo que los puntos de desempeño correspondientes a cada nivel de amenaza son los siguientes:

Tabla 4.28. Nivel de desempeño sísmico alcanzado para los niveles de demanda ocasional, raro y muy raro según la norma técnica E.030 2006

DESEMPEÑO SÍSMICO OBTENIDO				
Nivel de Demanda	Sa (g)	Sd	D (cm)	V (tn)
Sismo ocasional	0.40	2.39	3.37	239.51
Sismo raro	0.61	4.77	6.72	365.74
Sismo muy raro	0.71	6.29	8.86	424.45

La sectorización de la curva de capacidad se obtuvo a partir de encontrar inicialmente el punto de fluencia efectiva de la estructura a través de la bilinearización de la curva de capacidad mediante lo descrito en la sección 2.1.8.2., encontrándose que ésta se genera para un desplazamiento de 4.37 cm y una cortante en la base de 374.64 tn. Este punto define la zona elástica, inelástica y la sectorización de acuerdo a los objetivos de desempeño propuestos por VISION 2000.

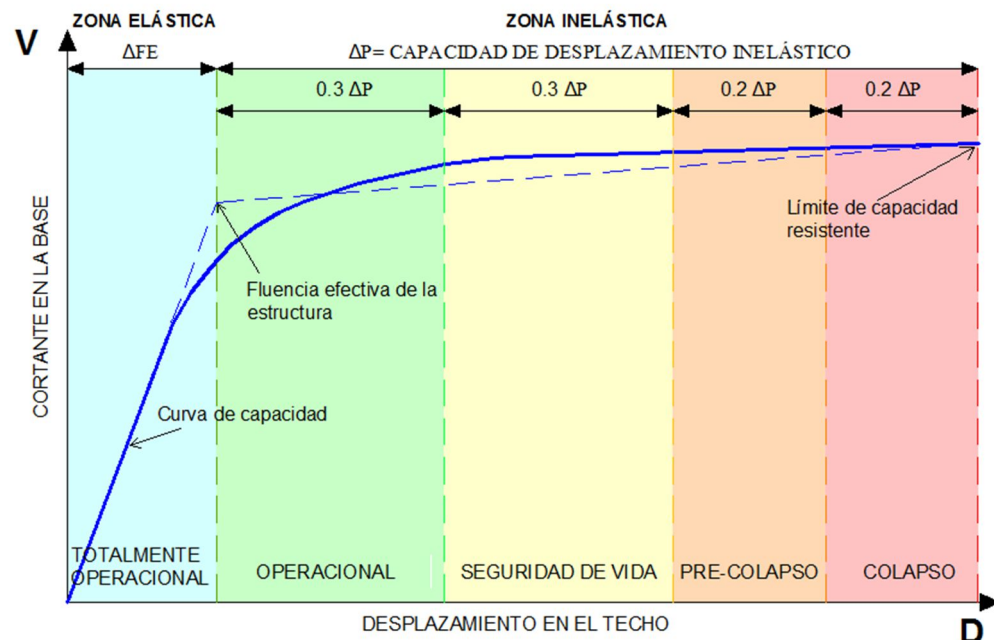


Figura 4.35. Sectorización de la curva de capacidad
 FUENTE: SEAOC Visión 2000, 1995

Tabla 4.29. Sectorización de la curva de capacidad según el método de la representación bilineal

SECTORIZACIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD (cm)				
Zona elástica	Zona Inelástica			
Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de vida	Cerca al colapso	Colapso
0.00-4.37	4.37-10.83	10.83-17.29	17.29-21.59	21.59-25.90

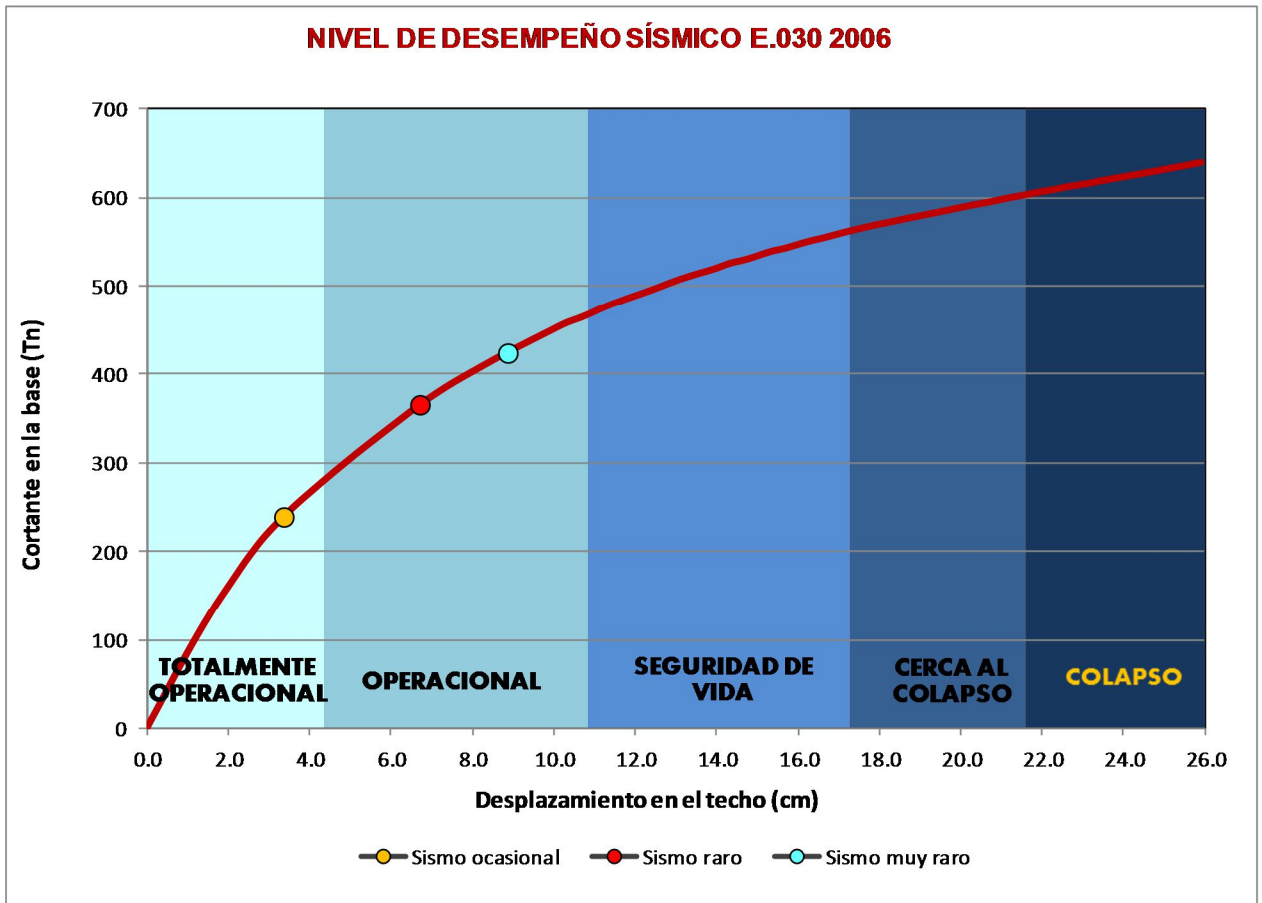


Figura 4.36. Ubicación de los puntos de desempeño en la curva de capacidad sectorizada

Movimiento sísmico de diseño	Nivel de desempeño de la estructura			
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad	Próximo al colapso
Ocasional (72 años)	☺			
Raro (475 años)		☺		
Muy raro (970 años)		☺		

Objetivo de desempeño requerido

☺ Objetivo de desempeño alcanzado

Figura 4.37. Objetivos de desempeño alcanzados por la estructura considerando los niveles de demanda E.030 2006

Según los objetivos de desempeño sísmico requeridos para una edificación esencial propuesta por VISION 2000, la estructura cumple ampliamente lo solicitado, con un nivel de desempeño TOTALMENTE OPERACIONAL para un sismo ocasional, OPERACIONAL para un sismo raro y OPERACIONAL para un sismo muy raro.

Desempeño con los Niveles de Amenaza E.030 2016

- Desempeño sísmico con el método del ESPECTRO CAPACIDAD-DEMANDA:

Tabla 4.30. Última iteración para el cálculo del desempeño ante un sismo raro mediante el método del ESPECTRO CAPACIDAD – DEMANDA – E.030 2016

ap1	dp1	ay1	dy1	SRA	SRV	PUNTO DE DESEMPEÑO SISMO RARO				Bo
						ap	dp	D (cm)	V (Tn)	
0.469	3.068	0.279	1.374	0.658	0.737	0.483	3.223	4.54	287.319	9.409

Para este procedimiento, se obtiene un desempeño sísmico de la estructura con un desplazamiento de 4.54 cm en el techo, un cortante basal de 287.32 tn y un amortiguamiento histerético (β_0) de 9.41% para un sismo raro.

- Desempeño sísmico con el método de LINEARIZACIÓN EQUIVALENTE:

Tabla 4.31. Última iteración para el cálculo del desempeño ante un sismo raro mediante el método de LINEARIZACIÓN EQUIVALENTE – E.030 2016

DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS INICIALES	
$\alpha=$	0.46
$\mu=$	2.87
$T_0=$	1.39
$B_{eff}=$	14.94
$T_{eff}=$	2.02
$B=$	1.38
$(T_0/T_{sec})^2=$	0.65
M	1.36

ap1	dp1	ay1	dy1	ap	dp	PUNTO DE DESEMPEÑO SISMO RARO	
						D (cm)	V (Tn)
0.595	4.526	0.320	1.577	0.6061	4.6611	6.57	360.621

Se obtienen valores más altos que los obtenidos anteriormente, con un desplazamiento en el techo de 6.57 cm, un cortante en la base de 360.21 tn y un amortiguamiento efectivo (β_{eff}) de 14.94% para un sismo considerado como raro.

Los valores obtenidos mediante esta última metodología son los utilizados para la determinación del desempeño sísmico de la estructura para cada nivel de amenaza sísmica.

Tabla 4.32. Nivel de desempeño sísmico alcanzado para los niveles de demanda ocasional, raro y muy raro según la norma técnica E.030 2016

DESEMPEÑO SÍSMICO OBTENIDO				
Nivel de Demanda	Sa (g)	Sd	D (cm)	V (tn)
Sismo ocasional	0.40	2.34	3.30	236.42
Sismo raro	0.61	4.66	6.57	360.62
Sismo muy raro	0.70	6.15	8.67	419.89

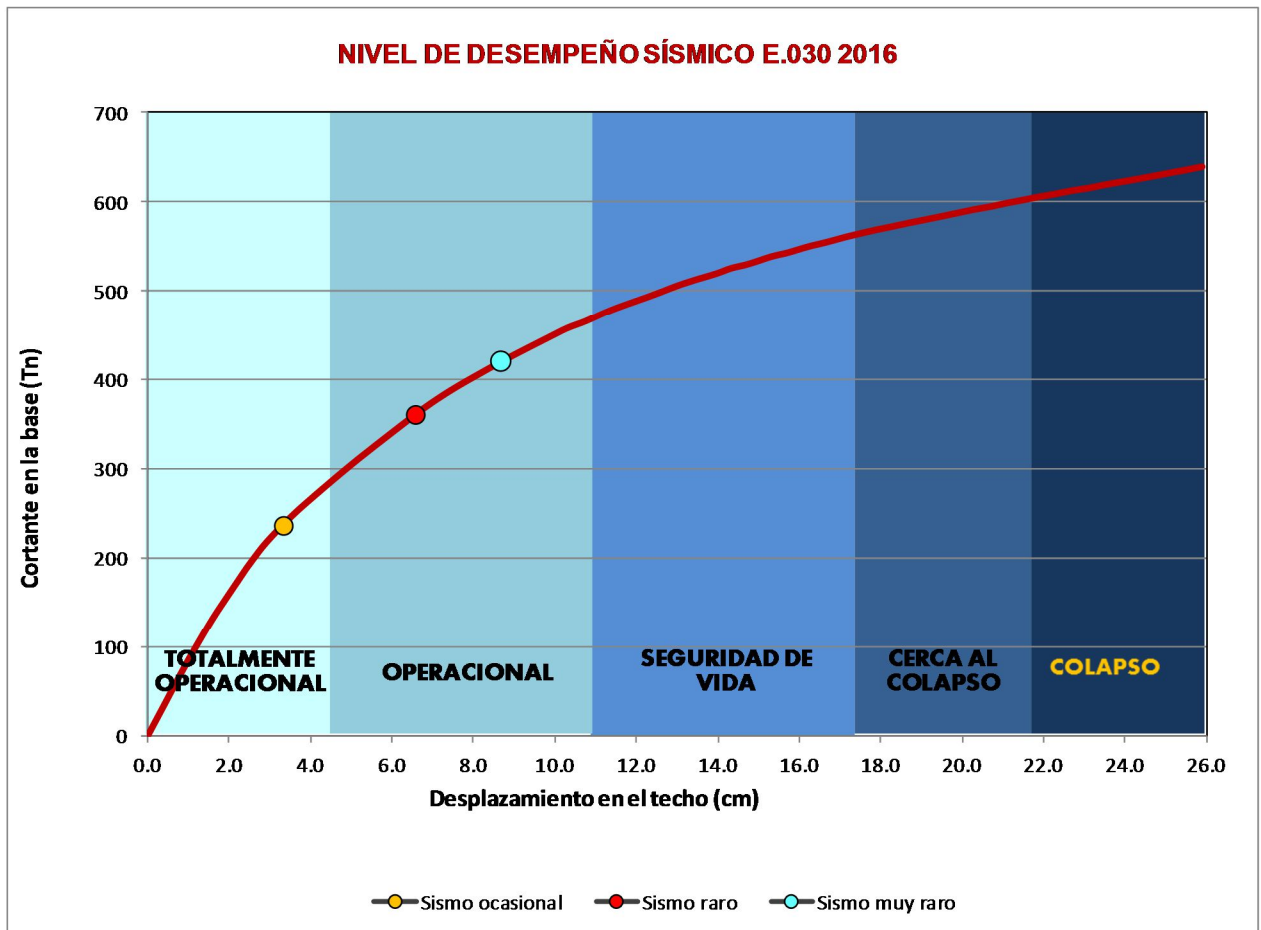


Figura 4.38. Ubicación de los puntos de desempeño en la curva de capacidad sectorizada

Nivel de demanda sísmica	Nivel de desempeño de la estructura			
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad	Próximo al colapso
Ocasional (72 años)	☺			
Raro (475 años)		☺		
Muy raro (970 años)		☺		

- Objetivo de desempeño requerido
- ☺ Objetivo de desempeño alcanzado

Figura 4.39. Objetivos de desempeño alcanzados por la estructura considerando los niveles de demanda E.030 2016

Mediante los niveles de demanda que considera los parámetros normativos E.030 2016 se obtiene un nivel de desempeño TOTALMENTE OPERACIONAL para un sismo ocasional, OPERACIONAL para un sismo raro y OPERACIONAL para un sismo muy raro. Son los mismos objetivos obtenidos con el anterior reglamento E.030 2006, pero los resultados de desplazamientos, cortantes y porcentajes de amortiguamiento son menores, debido a que el nivel de exigencia se ha reducido para este tipo de estructura y los parámetros se han adaptado más a las características reales del lugar donde se ubica la edificación.

4.1.2.7.2. Desempeño sísmico del Módulo 2

Desempeño con los Niveles de Amenaza E.030 2006

- Desempeño sísmico con el método del ESPECTRO CAPACIDAD-DEMANDA:

Tabla 4.33. Última iteración para el cálculo del desempeño ante un sismo raro mediante el método del ESPECTRO CAPACIDAD – DEMANDA – E.030 2006

						PUNTO DE DESEMPEÑO SISMO RARO				
ap1	dp1	ay1	dy1	SRA	SRv	ap	dp	D (cm)	V (Tn)	B ₀
0.326	4.075	0.263	2.455	0.586	0.681	0.329	4.166	4.876	70.696	13.047

Al realizar el método se obtiene un desempeño sísmico de la estructura con un desplazamiento de 4.88 cm en el techo, una cortante basal de 70.70 tn y un amortiguamiento histerético (β_0) de 13.05% para un nivel de amenaza considerado como sismo raro.

- Desempeño sísmico con el método de LINEARIZACIÓN EQUIVALENTE:

Aplicando este método, el punto de desempeño para sismo raro que se obtiene presenta un desplazamiento en el techo de 6.99 cm, un cortante en la base de 84.38 tn y un amortiguamiento efectivo (β_{eff}) de 11.28%, siendo superiores a los valores que se obtuvo con el método del Espectro Capacidad – Demanda.

Tabla 4.34. Última iteración para el cálculo del desempeño ante un sismo raro mediante el método de LINEARIZACIÓN EQUIVALENTE – E.030 2006

DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS INICIALES	
$\alpha=$	0.33
$\mu=$	2.36
$T_0=$	1.92
$B_{eff}=$	11.28
$T_{eff}=$	2.44
$B=$	1.26
$(T_0/T_{sec})^2=$	0.62
M	1.00

						PUNTO DE DESEMPEÑO SISMO RARO	
ap_1	dp_1	ay_1	dy_1	ap	dp	D (cm)	V (Tn)
0.390	5.903	0.268	2.503	0.393	5.980	6.999	84.376

Con estos valores se determinó el desempeño de los tres niveles de demanda y poder así estimar el comportamiento de la estructura en el rango inelástico. Además, se han verificado los resultados obtenidos para los otros métodos mediante el programa SAP 2000, comparándose distorsiones menores considerando este procedimiento.

Tabla 4.35. Nivel de desempeño sísmico alcanzado para los niveles de demanda ocasional, raro y muy raro según la norma técnica E.030 2006

DESEMPEÑO SÍSMICO OBTENIDO				
Nivel de Demanda	S_a (g)	S_d	D (cm)	V (tn)
Sismo ocasional	0.30	3.31	3.87	64.04
Sismo raro	0.39	5.98	7.00	84.38
Sismo muy raro	0.49	9.10	10.64	105.93

Como se mencionó anteriormente, luego de bilinearizar la curva de capacidad, se encontró que la zona inelástica se inicia con la fluencia efectiva que se produce para un desplazamiento de 3.14

cm y una cortante en la base de 62.26 tn. Con ello se puede sectorizar la curva y ubicar los puntos de desempeño para cada uno de los niveles de demanda como sigue:

Tabla 4.36. Sectorización de la curva de capacidad según el método de la representación bilineal

SECTORIZACIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD (cm)				
Zona elástica	Zona inelástica			
Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de vida	Cerca al colapso	Colapso
0.00-3.14	3.14-6.29	6.29-9.43	9.43-11.53	11.53-13.62

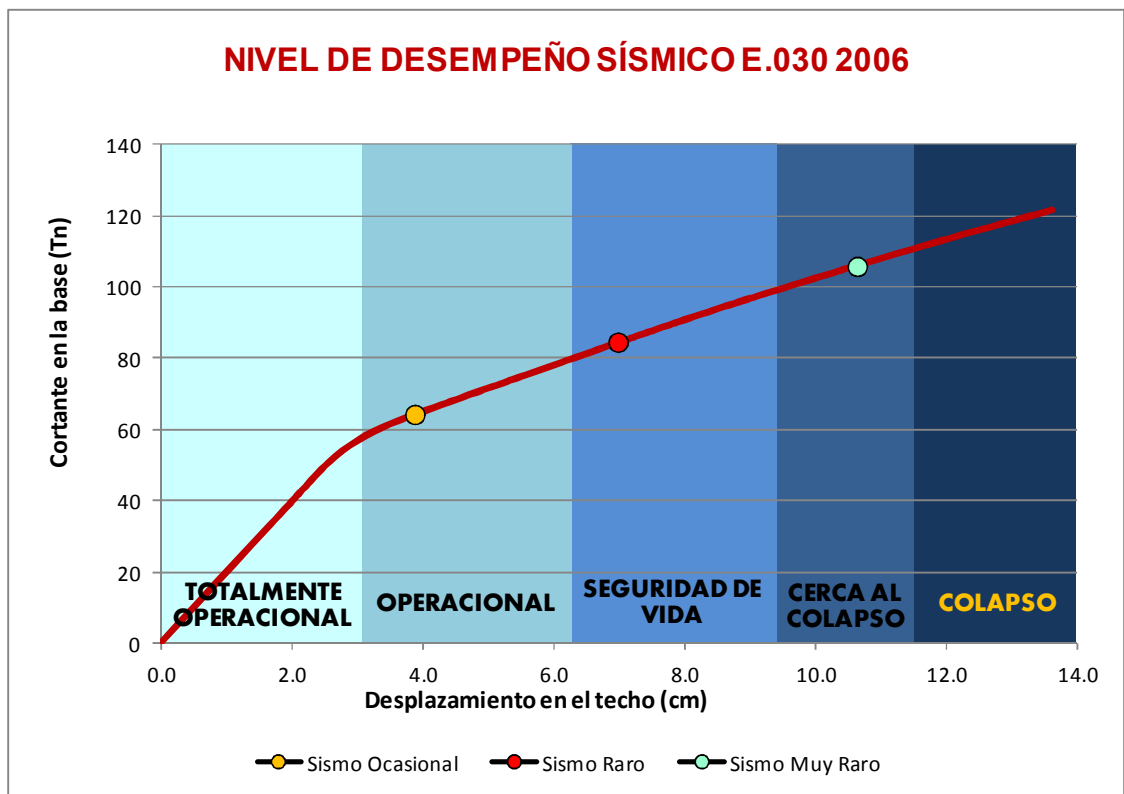


Figura 4.40. Ubicación de los puntos de desempeño en la curva de capacidad sectorizada

Nivel de demanda sísmica	Nivel de desempeño de la estructura			
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de vida	Próximo al colapso
Ocasional (72 años)		☹️		
Raro (475 años)			☹️	
Muy raro (970 años)				☹️

Objetivo de desempeño requerido

☹️ Objetivo de desempeño alcanzado

Figura 4.41. Objetivos de desempeño alcanzados por la estructura considerando los niveles de demanda E.030 2006

Según los objetivos de desempeño sísmico requeridos para una edificación esencial propuesta por VISION 2000, la estructura **no cumple** lo solicitado, encontrándose que ante la ocurrencia de un sismo ocasional la estructura presentaría un desempeño OPERACIONAL; en cambio si ocurriera un sismo raro, el comportamiento del edificio se vería afectado presentando un desempeño de SEGURIDAD DE VIDA donde los elementos estructurales han presentado fallas afectando la seguridad de sus ocupantes y por último, para la presencia de un sismo muy raro la estructura estaría muy cerca al COLAPSO.

Desempeño con los Niveles de Amenaza E.030 2016

- Desempeño sísmico con el método del ESPECTRO CAPACIDAD-DEMANDA:

Tabla 4.37. Última iteración para el cálculo del desempeño ante un sismo raro mediante el método del ESPECTRO CAPACIDAD – DEMANDA – E.030 2016

ap1	dp1	ay1	dy1	SRA	SRv	PUNTO DE DESEMPEÑO				
						ap	dp	D (cm)	V (Tn)	B ₀
0.313	3.714	0.260	2.427	0.619	0.706	0.316	3.804	4.45	67.947	11.309

Para este procedimiento, se obtiene un desempeño sísmico de la estructura con un desplazamiento de 4.45 cm en el techo, una cortante basal de 67.95 tn y un amortiguamiento histerético (β_0) de 11.31% para un sismo raro.

- Desempeño sísmico con el método de LINEARIZACIÓN EQUIVALENTE:

Tabla 4.38. Última iteración para el cálculo del desempeño ante un sismo raro mediante el método de LINEARIZACIÓN EQUIVALENTE – E.030 2016

DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS	
$\alpha=$	0.34
$\mu=$	2.09
$T_0=$	1.92
$B_{eff}=$	9.39
$T_{eff}=$	2.28
$B=$	1.19
$(T_0/T_{sec})^2=$	0.66
M	0.93

ap1	dp1	ay1	dy1	ap	dp	PUNTO DE DESEMPEÑO SISMO RARO	
						D (cm)	V (Tn)
0.366	5.206	0.267	2.492	0.372	5.386	6.303	79.909

Se obtienen valores más altos que los obtenidos anteriormente, con un desplazamiento en el techo de 6.30 cm, un cortante en la base de 79.91 tn y un amortiguamiento efectivo (β_{eff}) de 9.39 % para un sismo considerado como raro.

Los valores obtenidos mediante esta última metodología son los utilizados para la determinación del desempeño sísmico de la estructura para cada nivel de amenaza sísmica.

Tabla 4.39. Nivel de desempeño sísmico alcanzado para los niveles de demanda ocasional, raro y muy raro según la norma técnica E.030 2016

DESEMPEÑO SÍSMICO OBTENIDO				
Nivel de Demanda	Sa (g)	Sd	D (cm)	V (tn)
Sismo ocasional	0.29	2.98	3.49	61.32
Sismo raro	0.37	5.39	6.30	79.91
Sismo muy raro	0.47	8.19	9.59	100.04

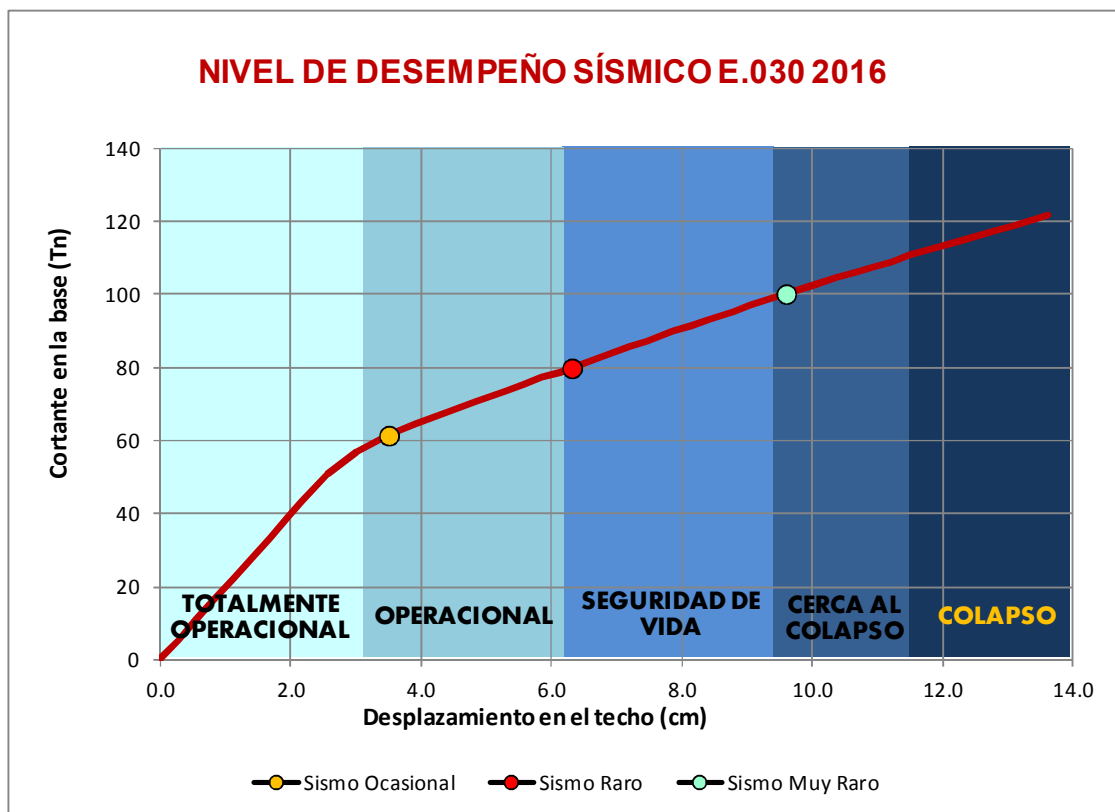


Figura 4.42. Ubicación de los puntos de desempeño en la curva de capacidad sectorizada

Nivel de demanda sísmica	Nivel de desempeño de la estructura			
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad	Próximo al colapso
Ocasional (72 años)		☹️		
Raro (475 años)			☹️	
Muy raro (970 años)				☹️

Objetivo de desempeño requerido

☹️ Objetivo de desempeño alcanzado

Figura 4.43. Objetivos de desempeño alcanzados por la estructura considerando los niveles de demanda E.030 2016

Como se aprecia en la gráfica con la norma E.030 2016, los puntos de desempeño obtenidos se encuentran en los mismos niveles que con la norma anterior y con valores ligeramente bajos, por ende la estructura **no cumple** con los objetivos de desempeño sísmico; si sucediera un sismo ocasional la estructura se encontraría OPERACIONAL en donde algunos elementos estructurales presentarían agrietamientos; si ocurriera un sismo raro, el comportamiento del edificio se vería afectado estimándose que éste tendría un desempeño de SEGURIDAD DE VIDA donde los elementos estructurales han presentado fallas y se ha reducido el sistema resistente de la estructura afectando la seguridad de sus ocupantes y para la ocurrencia de un sismo muy raro la estructura estaría muy cerca al COLAPSO, donde no sólo se ve en riesgo los elementos estructurales, sino también los no estructurales y contenidos.

Ante esta situación se requiere evaluar la estructura y determinar qué medidas son necesarias (reforzamiento, rigidizar el sistema, etc.) para poder garantizar un desempeño óptimo y cumplir con los objetivos que establece la norma VISIÓN 2000, debido a que la funcionalidad de esta edificación posterior a un sismo es esencial para sus ocupantes.

4.1.3. Estimación de daños mediante curvas de fragilidad

Para la determinación de los daños de acuerdo al objetivo de desempeño alcanzado se utilizó la metodología HAZUS, que está diseñada para estimar las pérdidas en edificaciones de acuerdo a parámetros establecidos según bases de datos demográficos y estructurales, apoyándose de la metodología Pushover para estimar en porcentajes los daños estructurales, no estructurales y de contenido.

4.1.3.1. Modelo Estructural

La metodología clasifica una serie de edificios con características similares de daños y pérdida para construcciones que representan las características promedio de la población total. Por lo general, el tipo de edificio modelo para cada edificio debe determinarse a partir del inventario de instalaciones que usa, así como la relación de tipo de edificio y ocupación. (HAZUS - MH 2.1). Como se aprecia en la tabla siguiente, el grupo de modelos estructurales al cual pertenecen los módulos en estudio es C1L pues son edificios de 1 a 3 pisos y compuesto de pórticos de concreto armado.

Tabla 4.40. Tipos de modelos estructurales para edificios según HAZUS – MH 2.1

Tipo de Edificio	Descripción	Altura	
		Nombre	Pisos
C1L	Estructuras de concreto armado (pórticos)	Bajos	1 - 3
C1M		Medianos	4 - 7
C1H		Altos	8

FUENTE: HAZUS, 2003

4.1.3.2. Niveles de Daño

Durante la acción sísmica, las repercusiones que se van produciendo en la estructura se clasifican en estructurales, no estructurales y de contenido, cada una ellas pasando por cuatro estados de daños: Leve, Moderado, Extenso y Completo, tal como se indica en las tablas, según HAZUS:

Tabla 4.41. Daños Estructurales en Edificios según HAZUS

Daño Estructural	Descripción
Leve	Finas grietas en algunas vigas y columnas cerca de articulaciones o en las articulaciones.
Moderado	La mayoría de las vigas y columnas presentan grietas finas. Algunos elementos alcanzan su capacidad máxima de fluencia y empiezan a agrietarse. Existe desprendimiento de concreto.
Extenso	Algunos de los elementos alcanzan su capacidad máxima dúctil y hay grandes grietas de flexión. El concreto se desprende y el refuerzo principal se pandea. En algunas columnas se rompen los estribos. Puede haber un colapso parcial.
Completo	La estructura colapsó o está en peligro inminente de colapsar debido a rotura frágil de sus elementos o a la pérdida de estabilidad de sus pórticos.

FUENTE: HAZUS, 2003

Tabla 4.42. Daños No Estructurales en Edificios según HAZUS

Daño No Estructural	Descripción
Leve	Se observan unas grietas en las intersecciones de las paredes y techos en las esquinas de las aberturas de puertas.
Moderado	Grietas más grandes y más extensas que requieren de reparación y de repintado. Algunos tabiques pueden requerir el reemplazo del tarrajeo otros acabados.
Extenso	La mayoría de los tabiques están agrietados y una porción significativa puede requerir el reemplazo de acabados. Algunos marcos de las puertas están dañados y requieren reparación.
Completo	La mayoría de los acabados en tabiques tienen que ser eliminados reemplazados. La mayoría de los marcos de las puertas también tienen que ser reemplazados.

FUENTE: HAZUS, 2003

Tabla 4.43. Daños No Estructurales en Edificios según HAZUS

Daño de Contenido	Descripción
Leve	Los equipos no anclados se mueven. Se producen daños de tuberías o conductos adjuntos.
Moderado	Los movimientos son más grandes y el daño es más extenso. Hay fugas de tuberías en algunos lugares; maquinaria del ascensor puede requerir reajuste.
Extenso	Los equipos sin anclajes se caen. Se rompen las conexiones de las tuberías y conductos, fugas se desarrollan en muchos lugares. Los equipos anclados estiran a pernos o deforman a anclajes.
Completo	Equipo está dañado por deslizamiento, vuelco o falla de sus anclajes y no es operable. Tuberías con fugas en muchos lugares. Algunas soportes de tuberías y conductos han colapsado; las tuberías y conductos han caído o cuelgan.

FUENTE: HAZUS, 2003

HAZUS establece cuatro niveles de diseño, en base al grado de intensidad sísmica de la zona donde se encuentre la estructura: pre – norma, bajo, moderado, alto. Cada uno de ellos presenta un límite de la deriva máxima de entrepiso, según se indica en la siguiente tabla:

Tabla 4.44. Valores límites de deriva en el nivel de daño para estructuras, según HAZUS

Niveles de Daño	Niveles de diseño			
	Pre - norma	Bajo	Moderado	Alto
Leve	0.0040	0.0050	0.0050	0.0050
Moderado	0.0064	0.0080	0.0087	0.0100
Extenso	0.0160	0.0200	0.0233	0.0300
Completo	0.0400	0.0500	0.0600	0.0800

FUENTE: HAZUS, 2003

Según la Norma E.030 Diseño Sismorresistente del 2016, las estructuras en estudio se encuentran en la zona 4 (Ancash) de alta sismicidad, por ende el desarrollo de esta metodología se realizó en el nivel de diseño sísmico alto. De los análisis realizados anteriormente a los módulos se compararon las derivas de entrecaposo con los valores límites del nivel de diseño alto y se estimaron que gran porcentaje del daño se encuentra entre los niveles Leve y Extenso.

Tabla 4.45. Derivas de entrecaposo resultado del análisis estático de los módulos 1 y 2

Módulo 1	Deriva Dirección X
Techo	0.0068
Piso 2	0.0068
Piso 1	0.0037

Módulo 2	Deriva Dirección X
Techo	0.0129
Piso 1	0.0268

4.1.3.3. Curvas de fragilidad

La estimación de daños en la estructura se graficó en forma de curvas de fragilidad logarítmicas que relacionan la probabilidad que

un edificio puede estar en un estado de daño o excederlo (HAZUS, 2003). Una curva de fragilidad está definida por el valor medio del desplazamiento espectral $S_{d,ds}$ en el cual la estructura alcanza un nivel de daño d_s y la desviación estándar del logaritmo natural del desplazamiento espectral β_{ds} para dicho estado de daño. La probabilidad de superar el daño dado se modeló como una distribución logarítmica normal acumulativa ϕ , a través de:

$$P[d_s/S_d] = \phi \left[\frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left(\frac{S_d}{S_{d,ds}} \right) \right]$$

Para graficar las curvas de fragilidad asociadas a nivel de daño estructural y no estructural se toman en el eje de las abscisas, los valores del desplazamiento espectral S_d que definen el espectro de capacidad en pulgadas y en el eje de las ordenadas los valores de la probabilidad definida anteriormente. Para las curvas asociadas a nivel de daño en contenido se utilizan en vez de los desplazamientos, las aceleraciones espectrales S_a .

A continuación se expone los parámetros para un nivel de diseño alto que la metodología HAZUS utiliza en el desarrollo de las curvas de fragilidad para un determinado nivel de daño.

Tabla 4.46. Desplazamiento espectral medio (plg) y desviación estándar del logaritmo natural βd_s para un nivel de diseño alto

Tipo de Daño	Niveles de Daño							
	Leve		Moderado		Extenso		Completo	
	Media	B	Media	B	Media	B	Media	B
Estructural	0.90	0.81	1.80	0.84	5.40	0.86	14.40	0.81
No Estructural	0.72	0.84	1.44	0.88	4.50	0.90	9.00	0.88
Contenido	0.30	0.68	0.60	0.68	1.20	0.67	2.40	0.67

FUENTE: HAZUS, 2003

Con estos valores y la ecuación dada para la probabilidad, se graficaron las curvas de fragilidad para estimar los 3 tipos de daños en los módulos. A continuación se presentan las curvas para cada uno de los módulos en estudio.

4.1.3.3.1. Módulo 1

Para la estimación de los daños es suficiente trabajar con los valores obtenidos de aceleración (S_a) y desplazamiento espectral (S_d) del desempeño para cada nivel de demanda sísmica E.030 2016. Debido a que estos valores son más realistas y la variación con respecto a los obtenidos mediante la Norma Técnica E.030 2006 es mínima.

Tabla 4.47. Valores de aceleración y desplazamiento espectral asociado al desempeño de la estructura para cada nivel de demanda sísmica

NIVELES DE DEMANDA E.030 2016	S_a (g)	S_d (cm)	S_d (plg)
SISMO OCASIONAL	0.40	2.34	0.92
SISMO RARO	0.61	4.66	1.84
SISMO MUJY RARO	0.70	6.15	2.42

a. Estimación de daños para el Sismo Ocasional

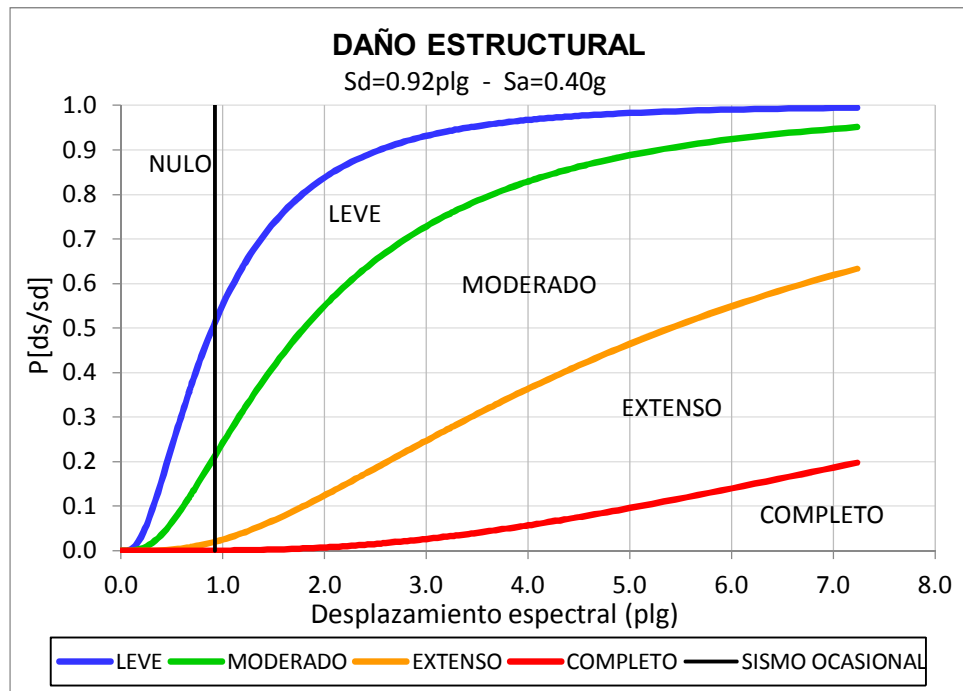


Figura 4.44. Curvas de fragilidad y daños estructurales asociados al sismo ocasional

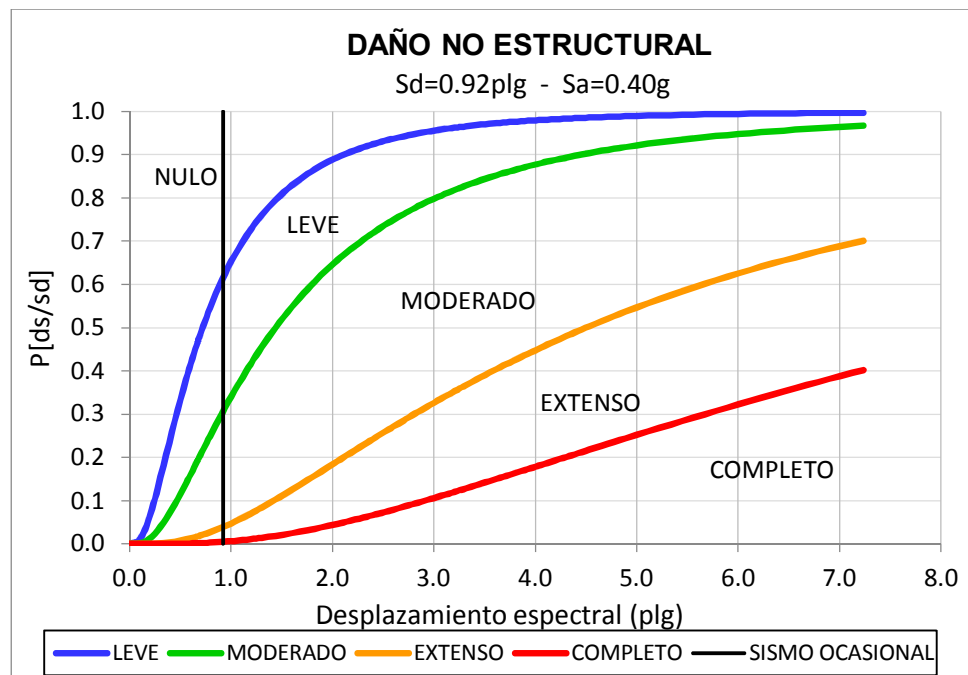


Figura 4.45. Curvas de fragilidad y daños no estructurales asociados al sismo ocasional

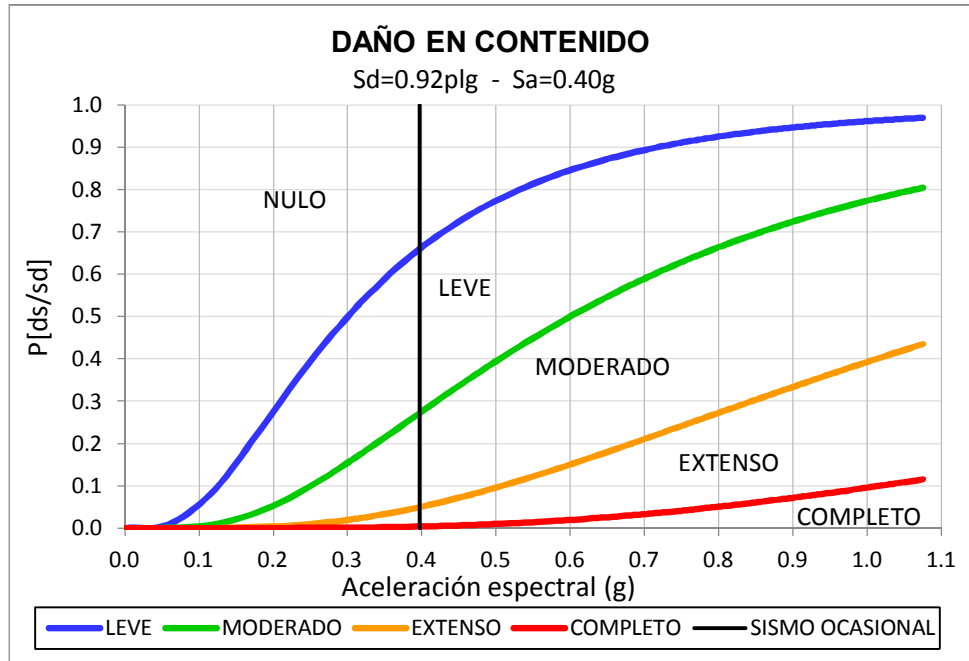


Figura 4.46. Curvas de fragilidad y daños en contenido asociados al sismo ocasional

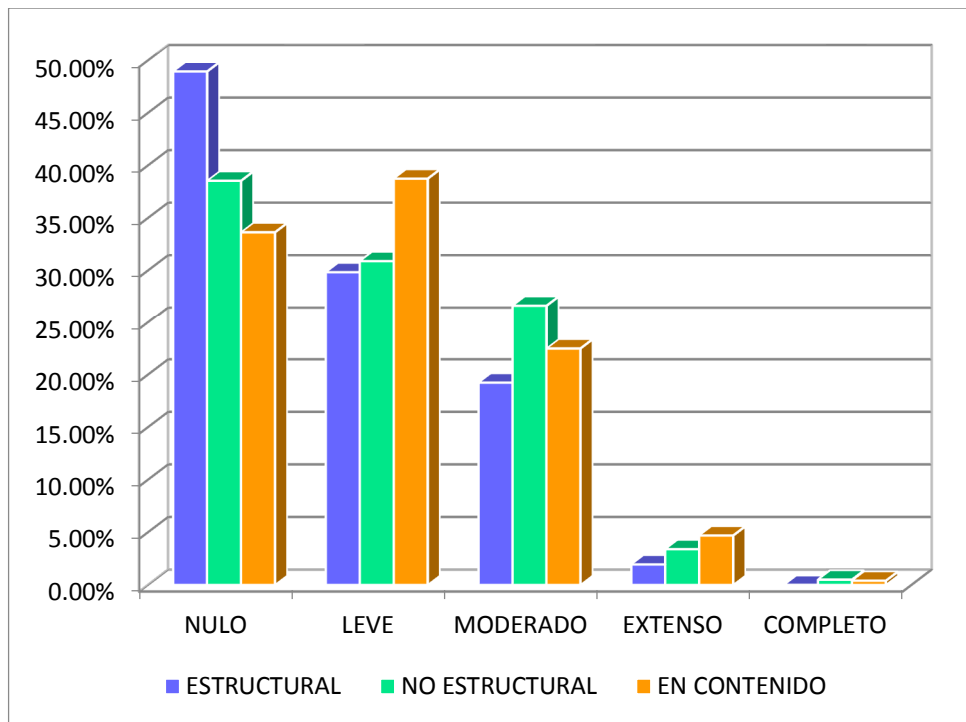


Figura 4.47. Niveles de daño estructural, no estructural y en contenido alcanzado para un sismo ocasional

Tabla 4.48. Porcentajes de daño estructural, no estructural y de contenido asociados al sismo ocasional

TIPO DE DAÑO	NIVEL DE DAÑO-SISMO OCASIONAL				
	NULO	LEVE	MODERADO	EXTENSO	COMPLETO
ESTRUCTURAL	48.95%	29.85%	19.25%	1.95%	0.00%
NO ESTRUCTURAL	38.55%	30.90%	26.65%	3.40%	0.50%
EN CONTENIDO	33.65%	38.75%	22.50%	4.70%	0.40%

La gráfica de barras y los porcentajes mostrados en el cuadro anterior indican una mayor tendencia a daño entre **nulo y leve**. Con daño estructural nulo de 48.95%, no estructural nulo de 38.55%, y 38.75% de daño leve en contenido para un nivel de amenaza considerado como sismo ocasional.

b. Estimación de daños para el Sismo Raro

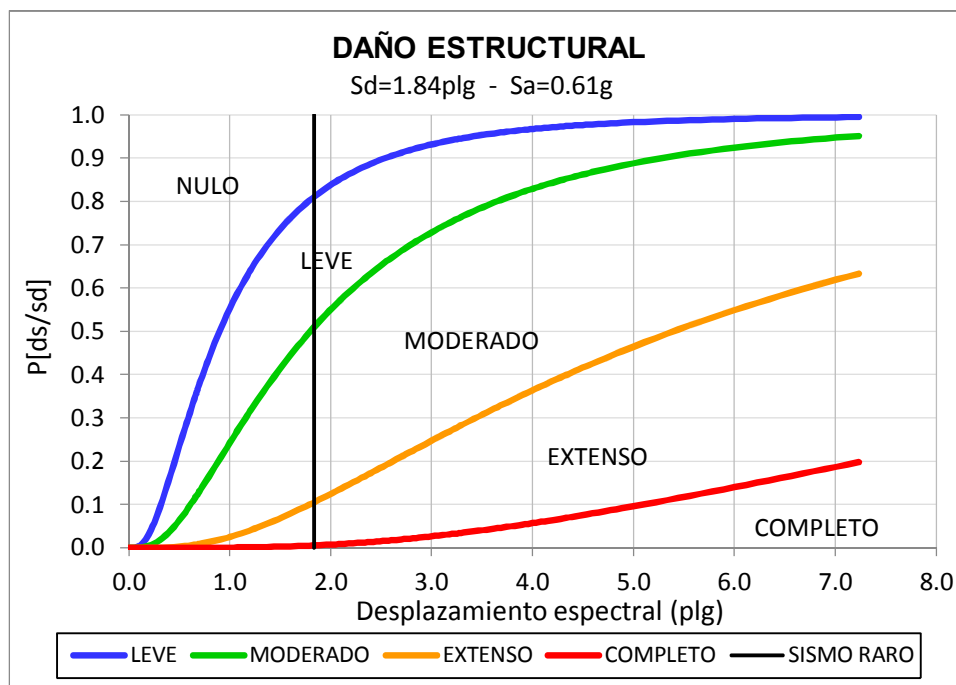


Figura 4.48. Curvas de fragilidad y daños estructurales asociados al sismo raro

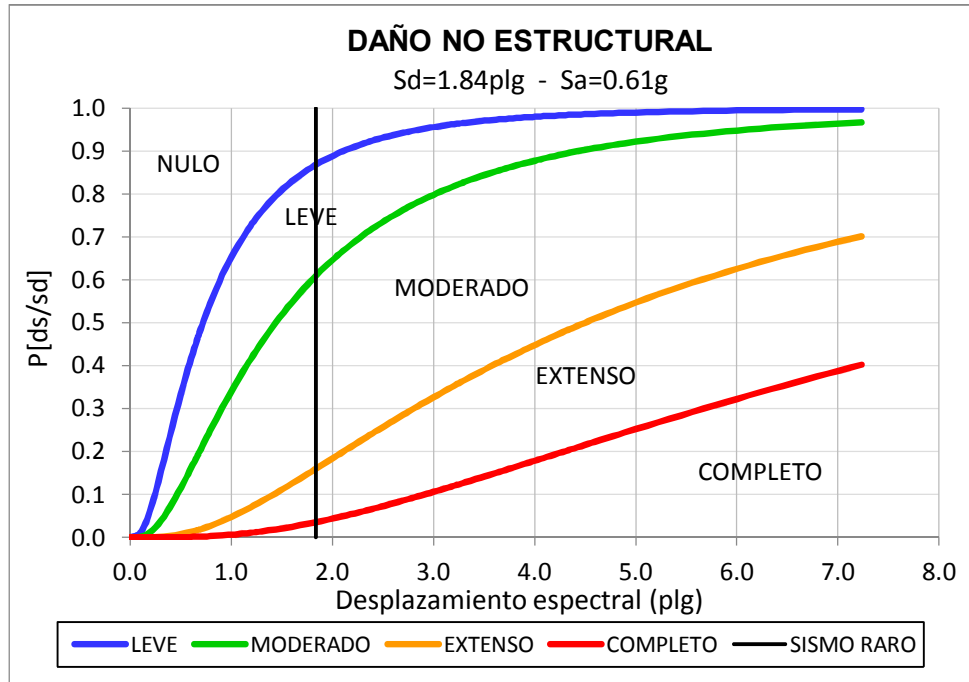


Figura 4.49. Curvas de fragilidad y daños no estructurales asociados al sismo raro

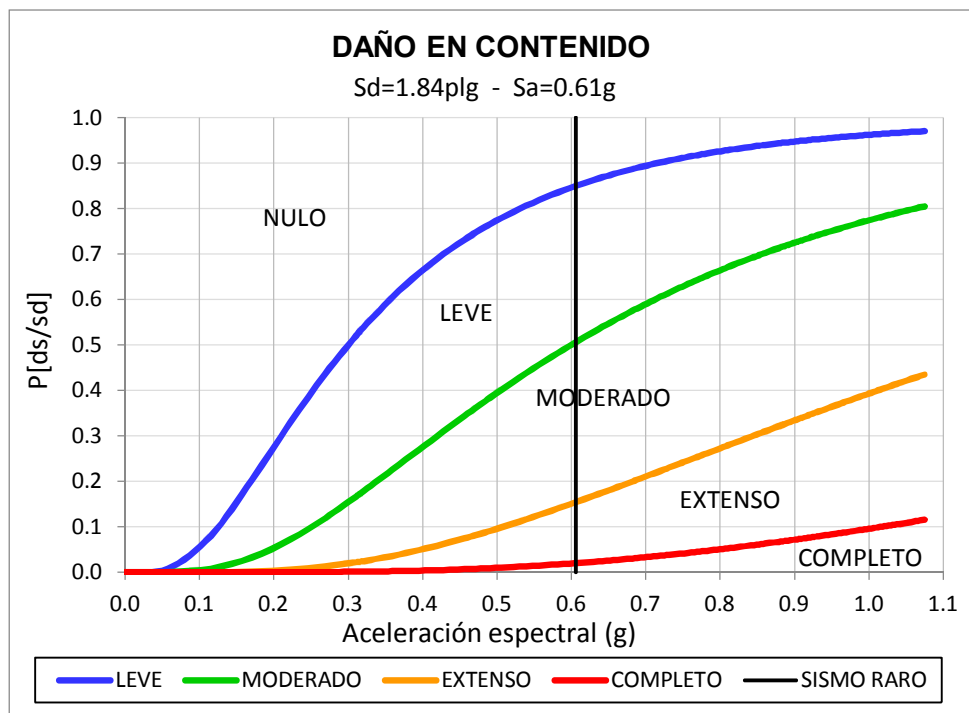


Figura 4.50. Curvas de fragilidad y daños en contenido asociados al sismo raro

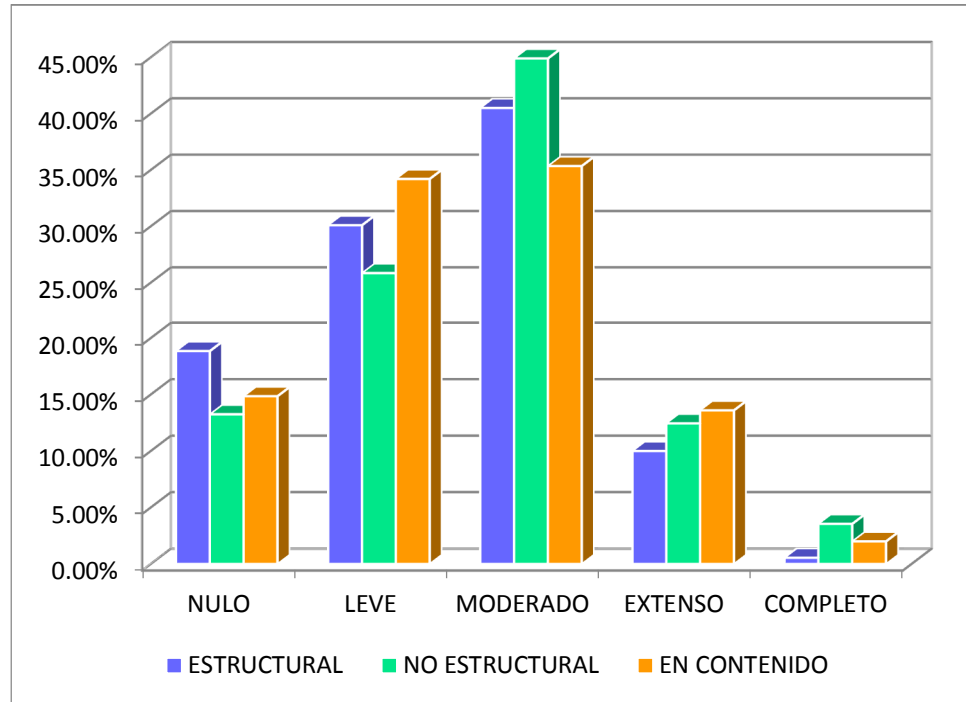


Figura 4.51. Niveles de daño estructural, no estructural y en contenido alcanzado para un sismo raro

Tabla 4.49. Porcentajes de daño estructural, no estructural y de contenido asociados al sismo raro

TIPO DE DAÑO	NIVEL DE DAÑO-SISMO RARO				
	NULO	LEVE	MODERADO	EXTENSO	COMPLETO
ESTRUCTURAL	18.85%	30.10%	40.50%	10.00%	0.55%
NO ESTRUCTURAL	13.25%	25.85%	44.90%	12.45%	3.55%
EN CONTENIDO	14.85%	34.20%	35.35%	13.60%	2.00%

En este caso, para un nivel de amenaza considerado como sismo raro, el daño estructural, no estructural y en contenido es de **leve a moderado**, con porcentajes de daño moderado de 40.50%, 44.90% y 35.35% respectivamente. Sin embargo, se puede asegurar que este nivel de daño alcanzado no interrumpe la inmediata ocupación de la edificación.

c. Estimación de daños para el Sismo muy Raro

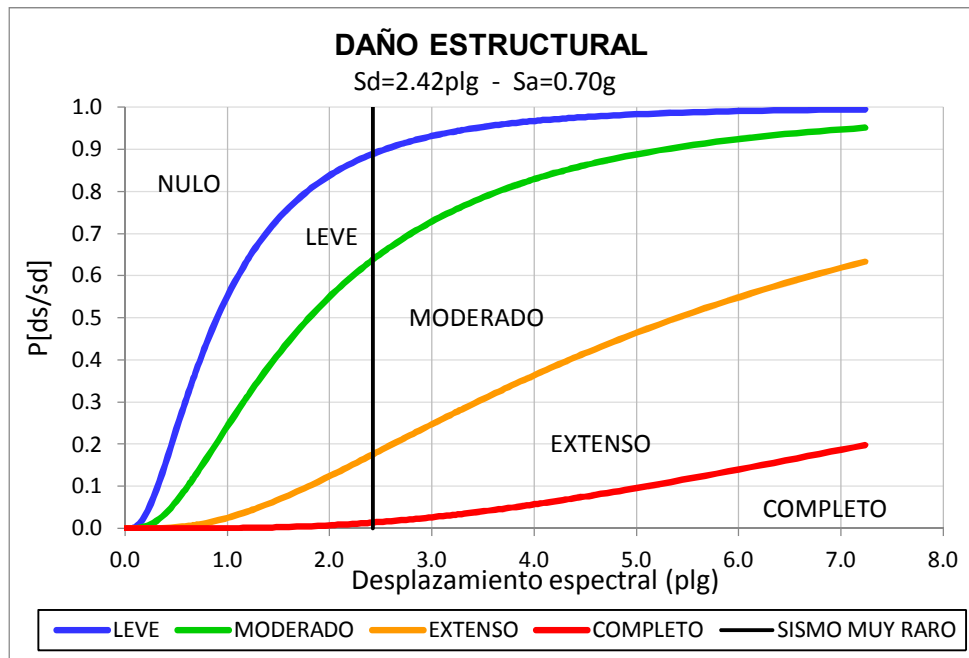


Figura 4.52. Curvas de fragilidad y daños estructurales asociados al sismo muy raro

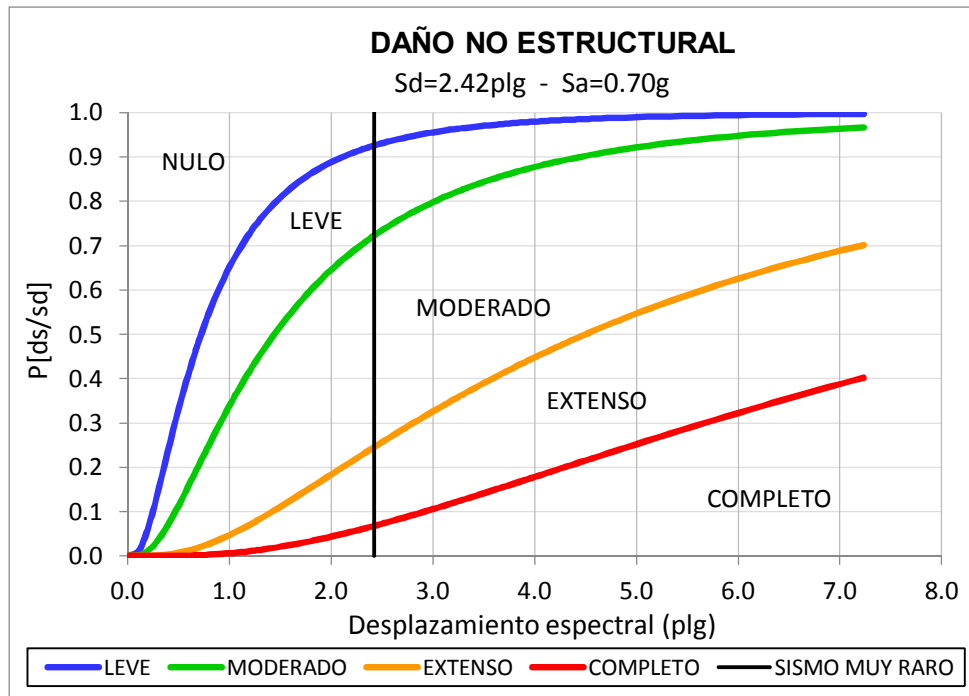


Figura 4.53. Curvas de fragilidad y daños no estructurales asociados al sismo muy raro

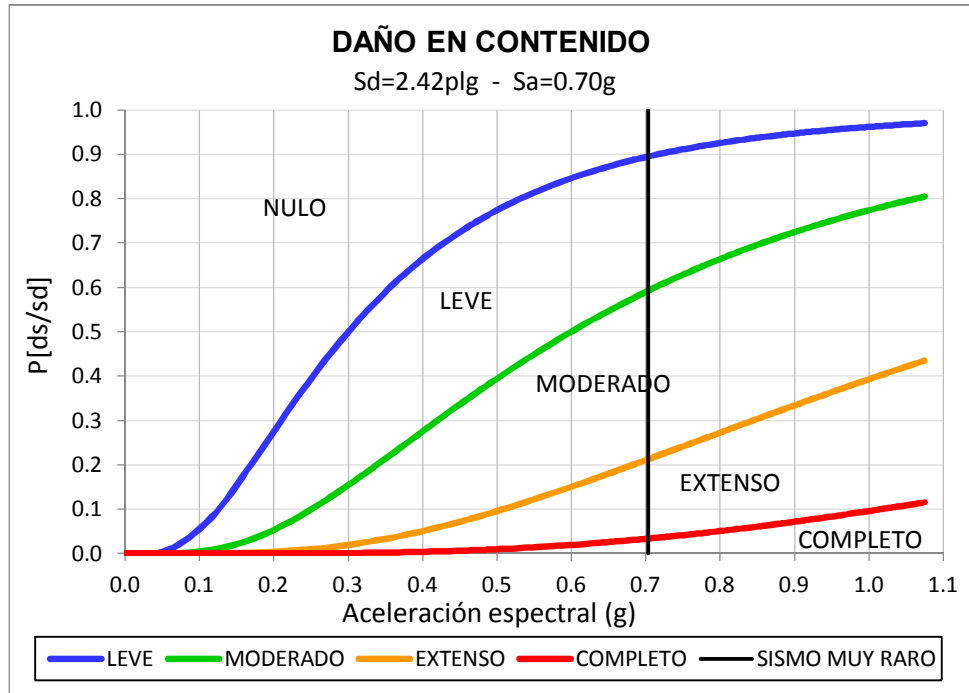


Figura 4.54. Curvas de fragilidad y daños en contenido asociados al sismo muy raro

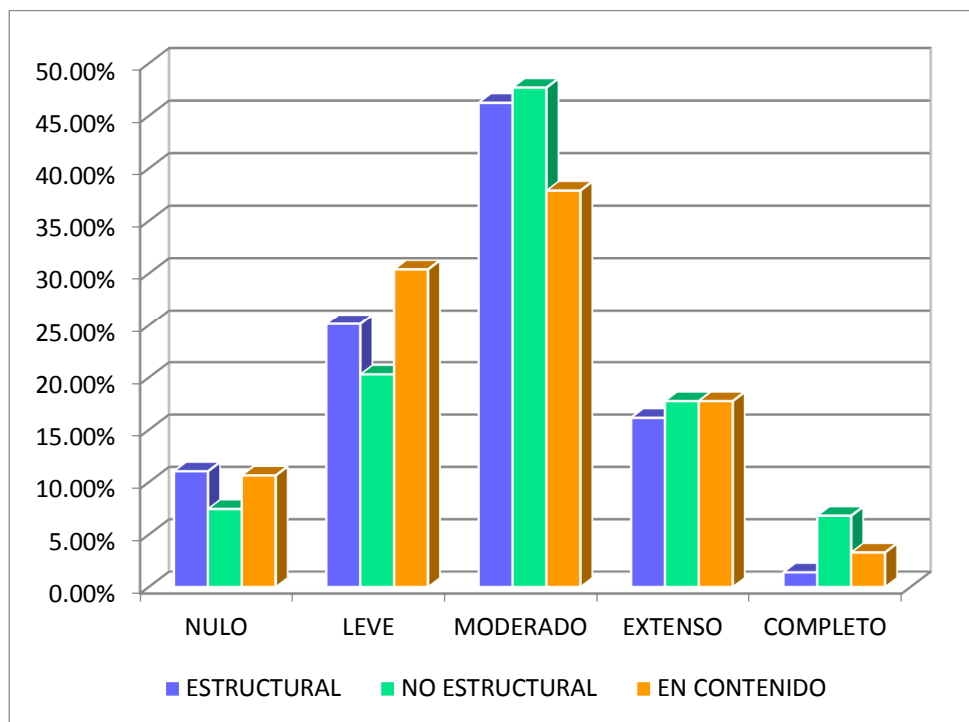


Figura 4.55. Niveles de daño estructural, no estructural y en contenido alcanzados para un sismo muy raro

Tabla 4.50. Porcentajes de daño estructural, no estructural y de contenido asociados al sismo muy raro

TIPO DE DAÑO	NIVEL DE DAÑO-SISMO MUY RARO				
	NULO	LEVE	MODERADO	EXTENSO	COMPLETO
ESTRUCTURAL	11.05%	25.15%	46.25%	16.15%	1.40%
NO ESTRUCTURAL	7.45%	20.30%	47.70%	17.75%	6.80%
EN CONTENIDO	10.65%	30.40%	37.90%	17.75%	3.30%

Finalmente, para un nivel de amenaza considerado como sismo muy raro, al igual que en el caso del sismo raro, el daño estructural, no estructural y en contenido es de **leve a moderado**, con porcentajes ligeramente mayores de 46.25%, 47.70% y 37.90% respectivamente. Sin embargo, también se puede asegurar que no se interrumpe la inmediata ocupación de la edificación.

4.1.3.3.2. Módulo 2

Debido a que los valores de desplazamientos y aceleraciones espectrales resultantes del desempeño de la estructura mediante los espectros de la norma E.030 2006 y E.030 2016 difieren de forma sustancial, se optó por determinar el grado de daño en los componentes estructurales, no estructurales y de contenido de la edificación considerando los resultados del desempeño obtenido con ambas normas.

A continuación se presenta los resultados obtenidos de la aceleración (S_a) y desplazamiento espectral (S_d) del desempeño del

módulo 2 para cada nivel de demanda sísmica aplicando la norma E.030 2006.

Tabla 4.51. Valores de aceleración y desplazamiento espectral asociado al desempeño de la estructura para cada nivel de demanda sísmica

NIVELES DE DEMANDA E.030 2006	Sa	Sd (cm)	Sd (plg)
SISMO OCASIONAL	0.30	3.31	1.30
SISMO RARO	0.39	5.98	2.35
SISMO MUY RARO	0.49	9.10	3.58

a. Estimación de daños para el Sismo Ocasional

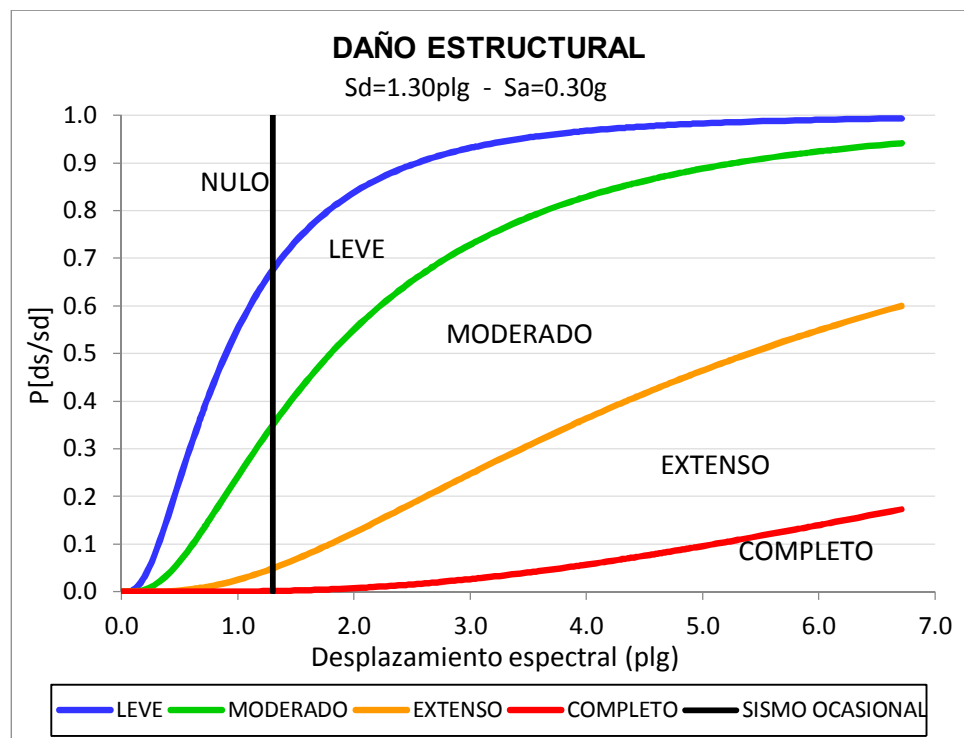


Figura 4.56. Curvas de fragilidad y daños estructurales asociados al sismo ocasional

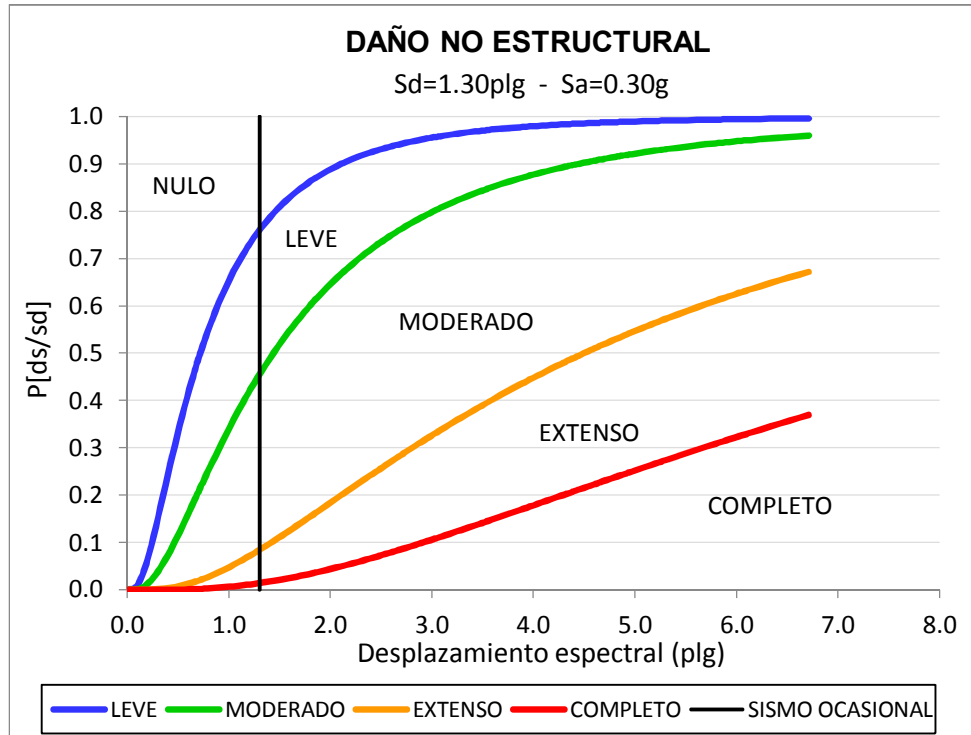


Figura 4.57. Curvas de fragilidad y daños no estructurales asociados al sismo ocasional

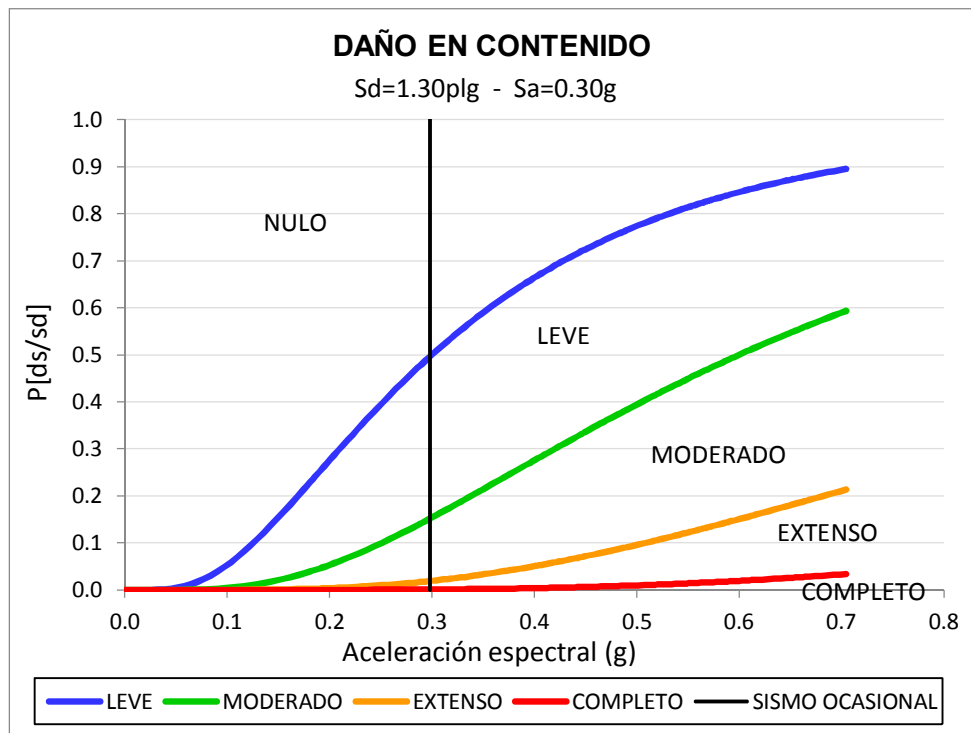


Figura 4.58. Curvas de fragilidad y daños en contenido asociados al sismo ocasional

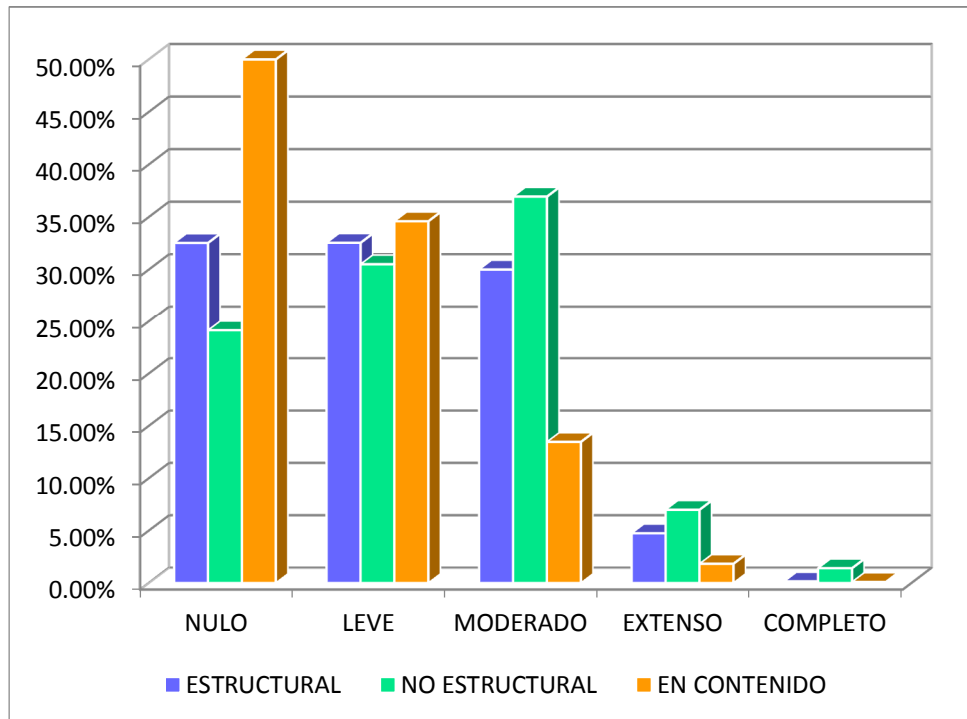


Figura 4.59. Niveles de daño estructural, no estructural y en contenido alcanzado para un sismo ocasional

Tabla 4.52. Porcentajes de daño estructural, no estructural y de contenido asociados al sismo ocasional

TIPO DE DAÑO	NIVEL DE DAÑO-SISMO OCASIONAL				
	NULO	LEVE	MODERADO	EXTENSO	COMPLETO
ESTRUCTURAL	32.54%	32.55%	30.01%	4.75%	0.15%
NO ESTRUCTURAL	24.14%	30.51%	36.95%	6.99%	1.41%
EN CONTENIDO	50.00%	34.60%	13.47%	1.83%	0.10%

Como se aprecia en los gráficos anteriores, ante la ocurrencia de un sismo ocasional, los daños estructurales serían moderados en un porcentaje de 30.01%, los elementos no estructurales se verían afectados moderadamente en un 36.95% y los daños en el contenido de la edificación son casi nulos.

b. Estimación de daños para el Sismo Raro

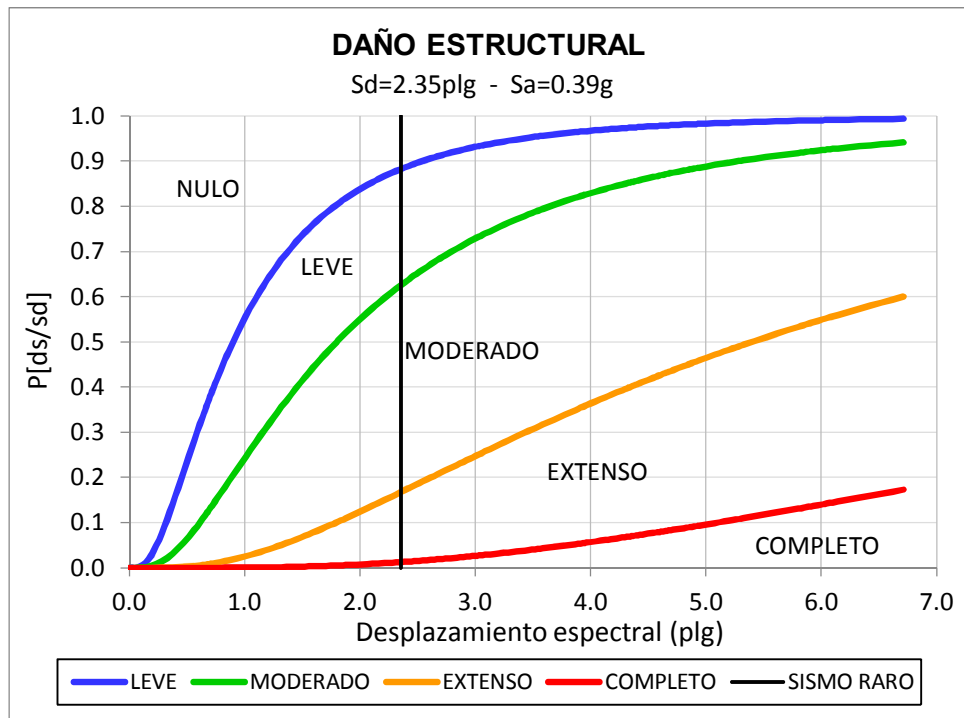


Figura 4.60. Curvas de fragilidad y daños estructurales asociados al sismo raro

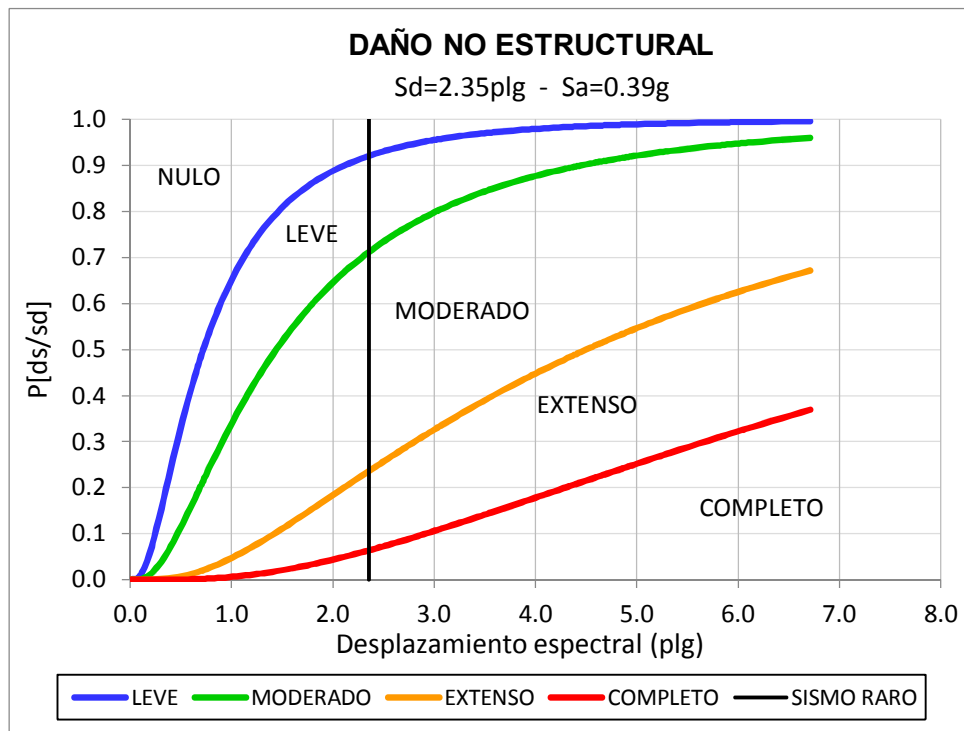


Figura 4.61. Curvas de fragilidad y daños no estructurales asociados al sismo raro

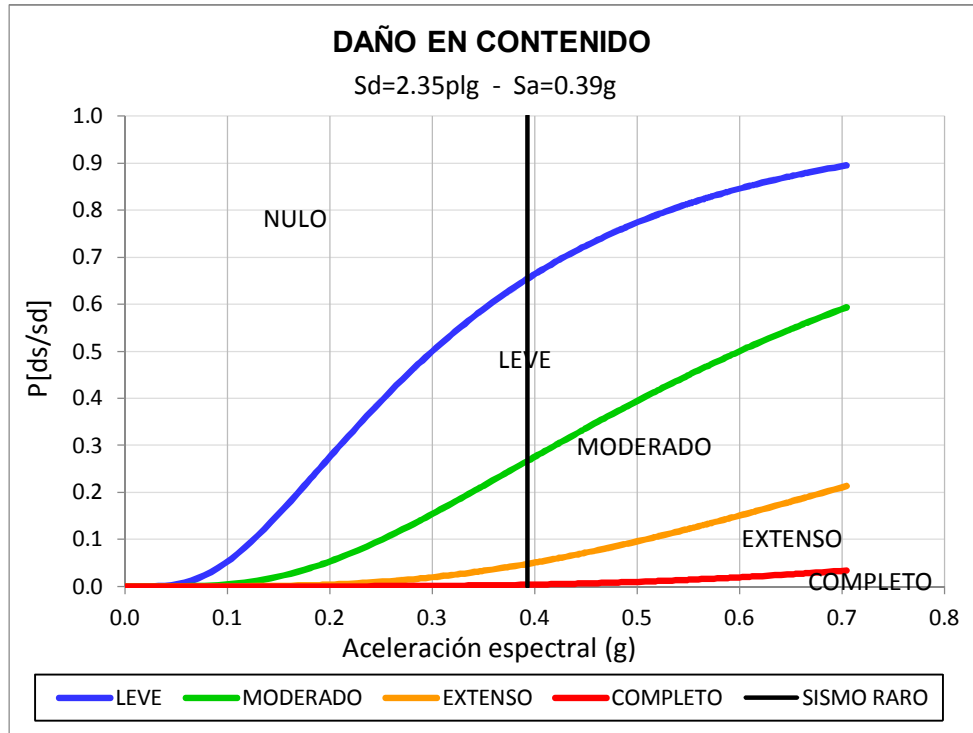


Figura 4.62. Curvas de fragilidad y daños en contenido asociados al sismo raro

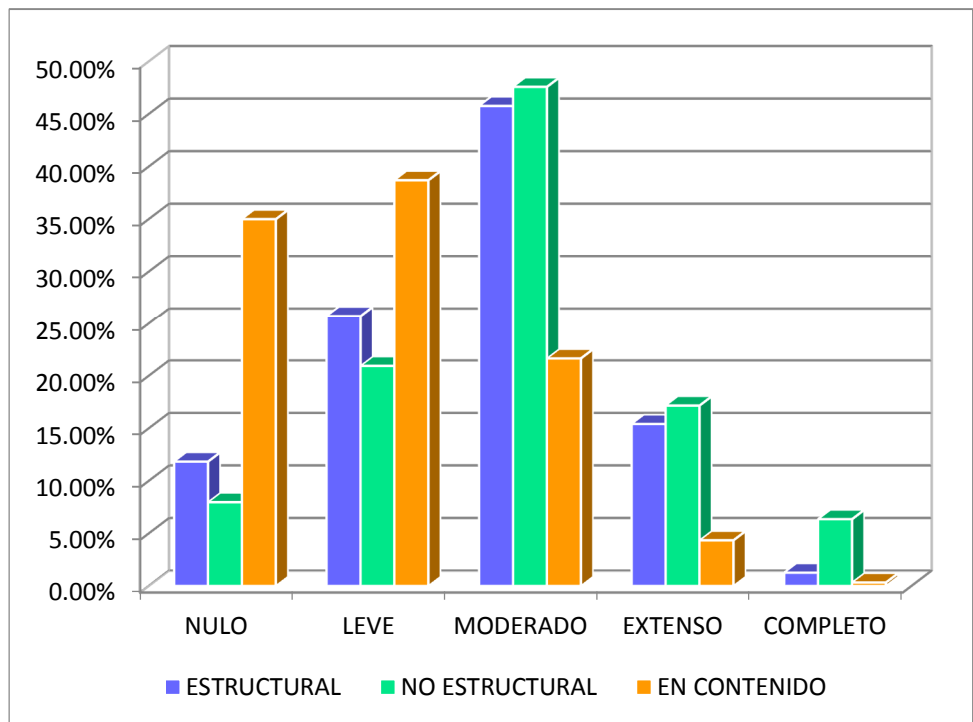


Figura 4.63. Niveles de daño estructural, no estructural y en contenido alcanzado para un sismo raro

Tabla 4.53. Porcentajes de daño estructural, no estructural y de contenido asociados al sismo raro

TIPO DE DAÑO	NIVEL DE DAÑO-SISMO RARO				
	NULO	LEVE	MODERADO	EXTENSO	COMPLETO
ESTRUCTURAL	11.83%	25.74%	45.76%	15.41%	1.26%
NO ESTRUCTURAL	7.97%	20.94%	47.58%	17.16%	6.35%
EN CONTENIDO	34.99%	38.69%	21.65%	4.34%	0.33%

Para la ocurrencia de un sismo raro, los daños tanto estructurales y no estructurales, a diferencia del sismo anterior, son mayores con grado de actuación del 45.76% y 47.58% respectivamente, siendo los daños moderados. En cuanto al contenido, este se ve afectado por daños leves.

c. Estimación de daños para el Sismo Muy Raro

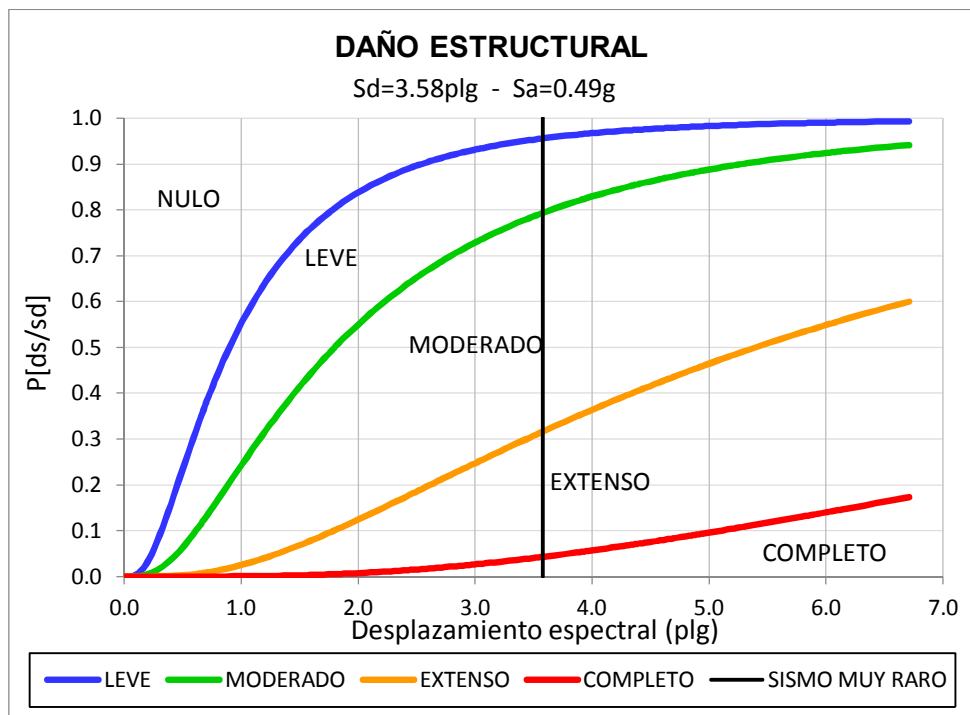


Figura 4.64. Curvas de fragilidad y daños estructurales asociados al sismo muy raro

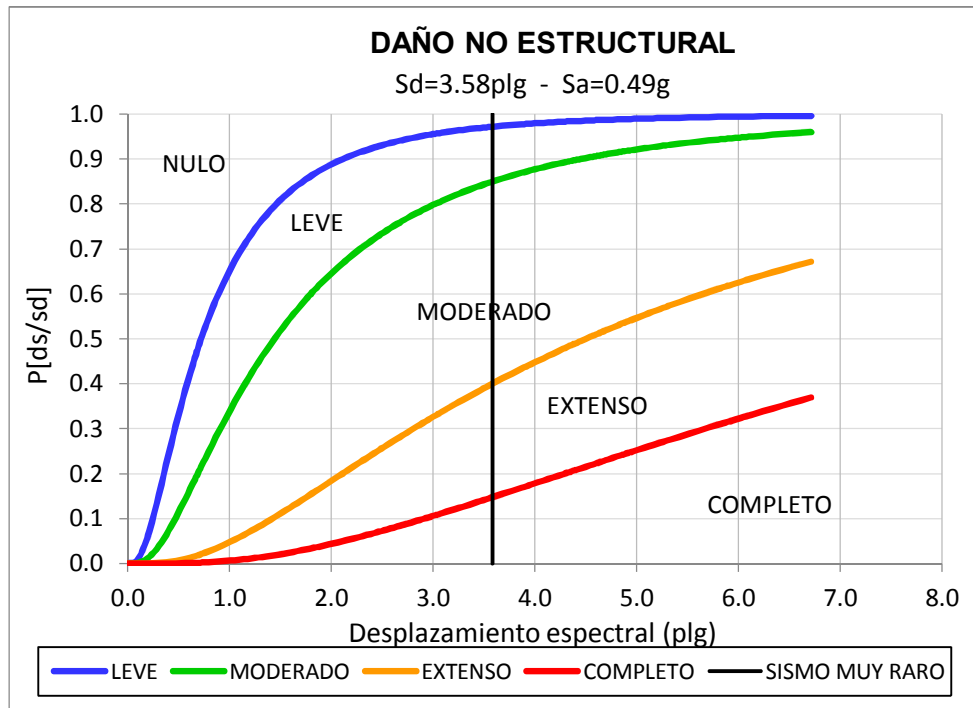


Figura 4.65. Curvas de fragilidad y daños no estructurales asociados al sismo muy raro

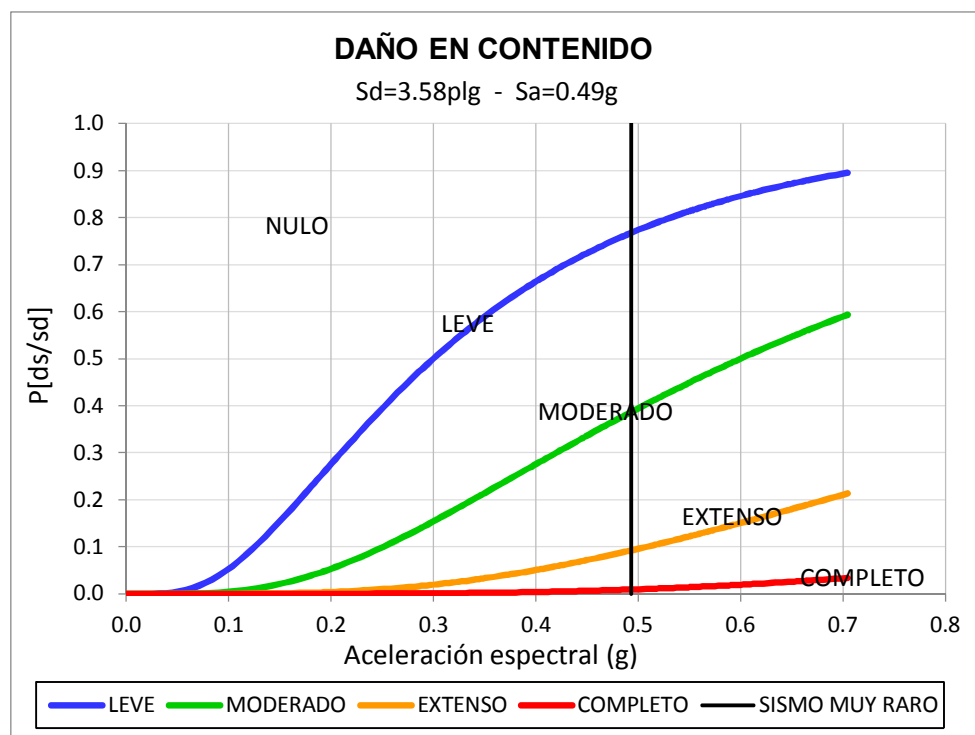


Figura 4.66. Curvas de fragilidad y daños en contenido asociados al sismo muy raro

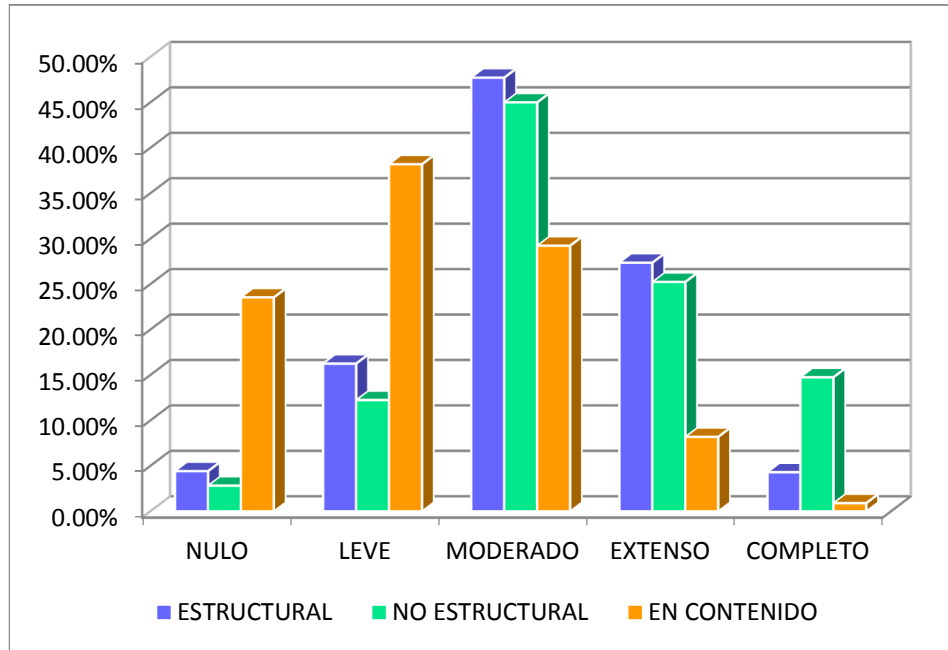


Figura 4.67. Niveles de daño estructural, no estructural y en contenido alcanzado para un sismo muy raro

Tabla 4.54. Porcentajes de daño estructural, no estructural y de contenido asociados al sismo muy raro

TIPO DE DAÑO	NIVEL DE DAÑO-SISMO MUY RARO				
	NULO	LEVE	MODERADO	EXTENSO	COMPLETO
ESTRUCTURAL	4.41%	16.24%	47.71%	27.35%	4.29%
NO ESTRUCTURAL	2.81%	12.23%	44.99%	25.23%	14.74%
EN CONTENIDO	23.53%	38.18%	29.22%	8.18%	0.89%

Para la ocurrencia de un sismo muy raro, los daños en elementos estructurales fluctúan entre moderados y extensos con un grado de repercusión de 47.71% y 27.35% respectivamente, los daños no estructurales son en mayor parte también moderados con 44.99% y los daños en contenidos se encontrarían entre leves y moderados (38.18% - 29.22%).

Considerando la norma E.030 2016, los puntos de desempeño que se obtienen a continuación, se utilizarán para determinar los niveles de daño en la estructura, como sigue:

Tabla 4.55. Valores de aceleración y desplazamiento espectral asociado al desempeño de la estructura para cada nivel de demanda sísmica

NIVELES DE DEMANDA E.030 2016	Sa	Sd (cm)	Sd (plg)
SISMO OCASIONAL	0.29	2.98	1.17
SISMO RARO	0.37	5.39	2.12
SISMO MUY RARO	0.47	8.19	3.23

a. Estimación de daños para el Sismo Ocasional

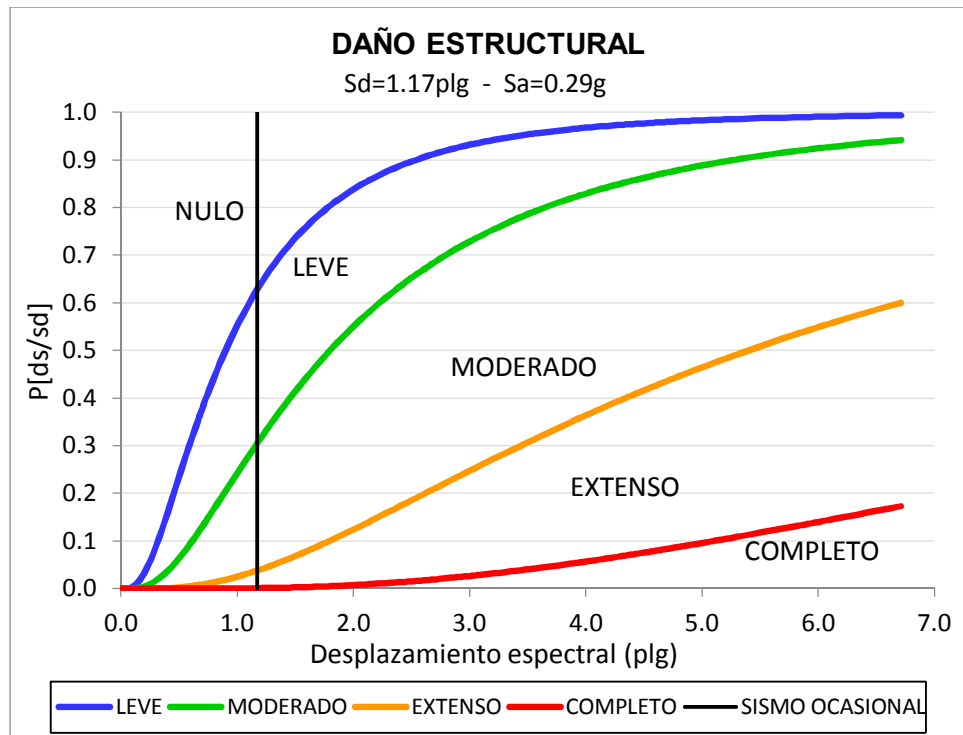


Figura 4.68. Curvas de fragilidad y daños estructurales asociados al sismo ocasional

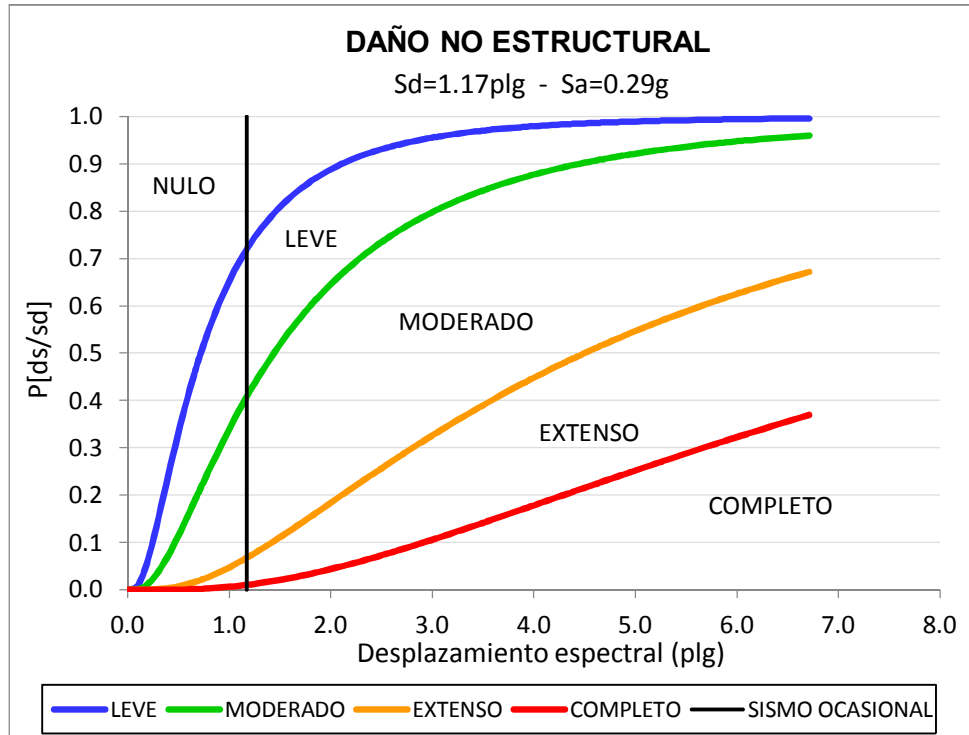


Figura 4.69. Curvas de fragilidad y daños no estructurales asociados al sismo ocasional

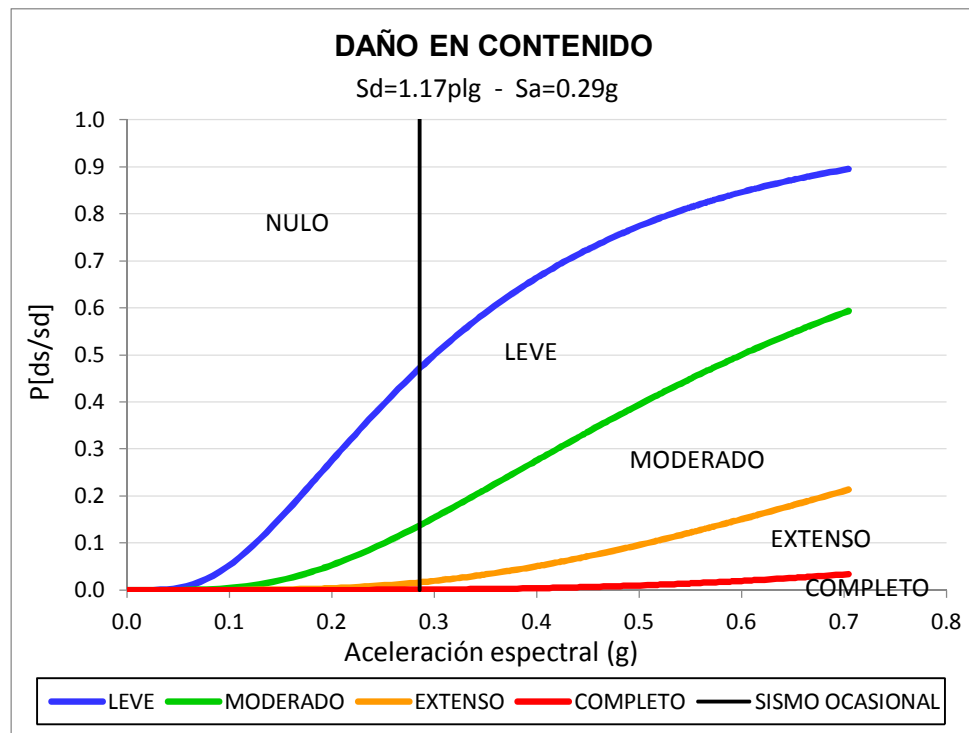


Figura 4.70. Curvas de fragilidad y daños en contenido asociados al sismo ocasional

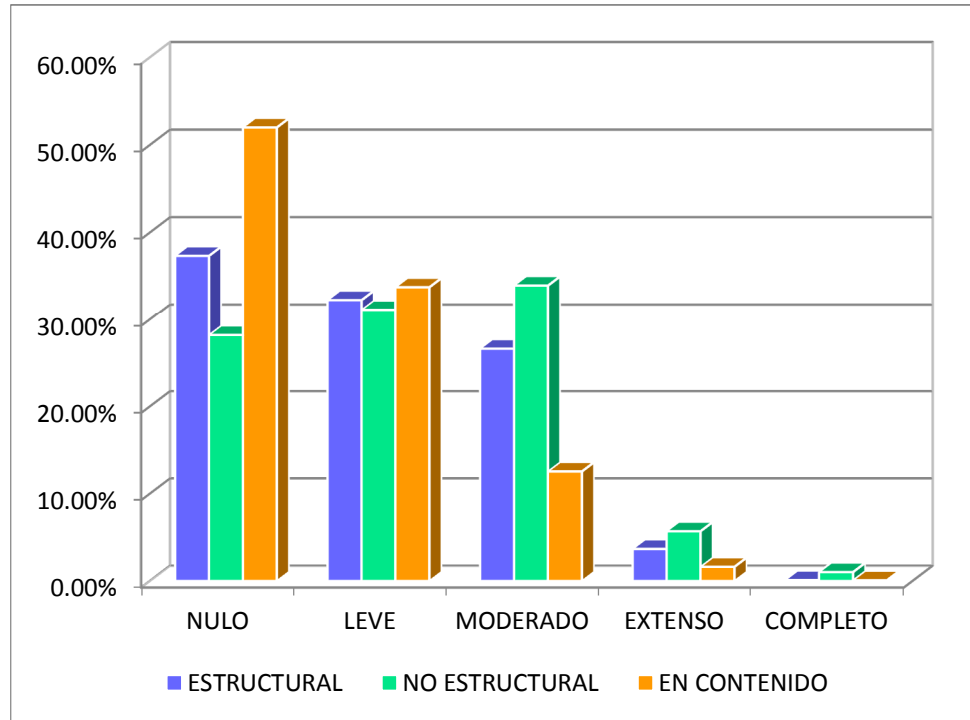


Figura 4.71. Niveles de daño estructural, no estructural y en contenido alcanzado para un sismo ocasional

Tabla 4.56. Porcentajes de daño estructural, no estructural y de contenido asociados al sismo ocasional

TIPO DE DAÑO	NIVEL DE DAÑO-SISMO OCASIONAL				
	NULO	LEVE	MODERADO	EXTENSO	COMPLETO
ESTRUCTURAL	37.34%	32.27%	26.62%	3.67%	0.10%
NO ESTRUCTURAL	28.20%	31.14%	33.94%	5.70%	1.02%
EN CONTENIDO	52.00%	33.75%	12.55%	1.62%	0.08%

En este caso, los porcentajes de daños estructurales obtenidos para un sismo ocasional se encuentran entre nulo, leve y moderado con 37.34%, 32.27% y 26.62% respectivamente. Los daños no estructurales son más pronunciados entre leve con 31.14% y moderado con 33.94%. Los contenidos se ven afectados levemente con un 33.75% de daño.

b. Estimación de daños para el Sismo Raro

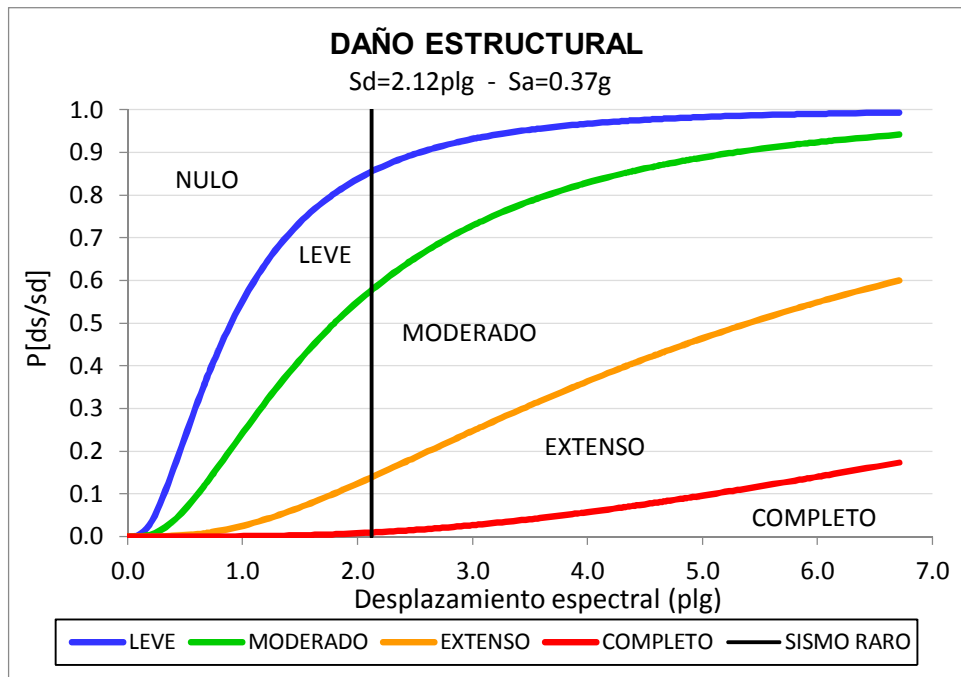


Figura 4.72. Curvas de fragilidad y daños estructurales asociados al sismo raro

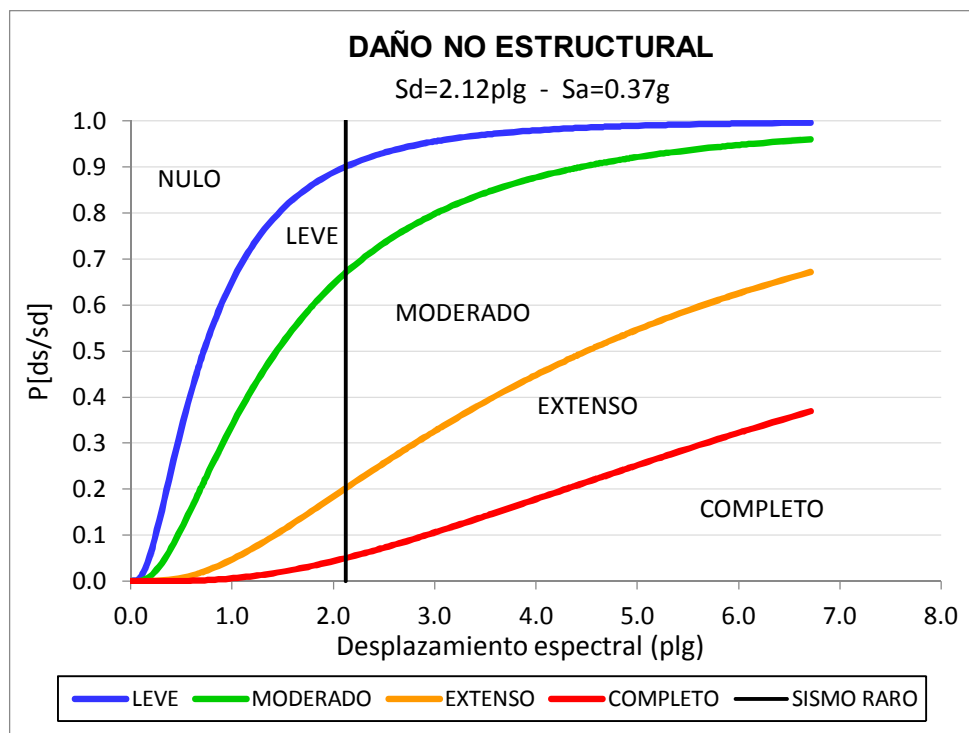


Figura 4.73. Curvas de fragilidad y daños no estructurales asociados al sismo raro

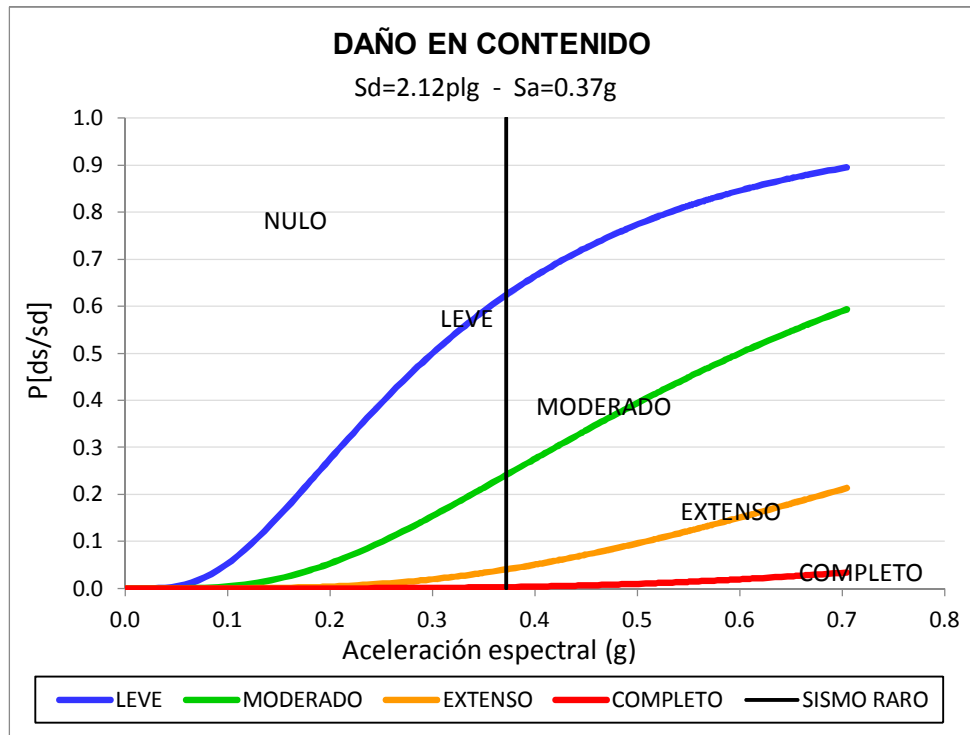


Figura 4.74. Curvas de fragilidad y daños en contenido asociados al sismo raro

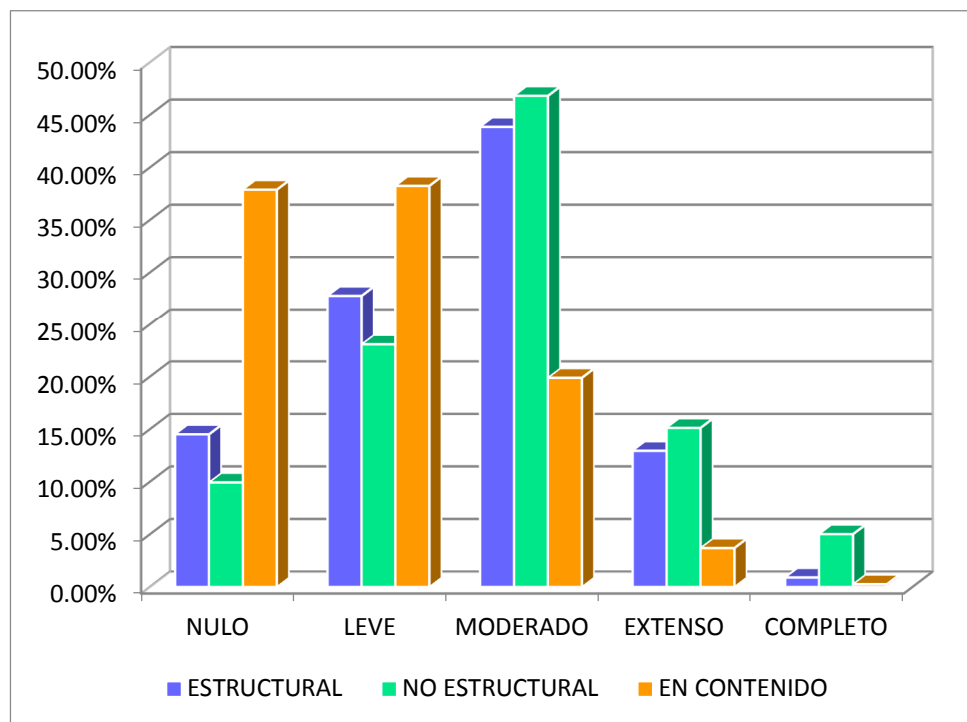


Figura 4.75. Niveles de daño estructural, no estructural y en contenido alcanzado para un sismo raro

Tabla 4.57. Porcentajes de daño estructural, no estructural y de contenido asociados al sismo raro

TIPO DE DAÑO	NIVEL DE DAÑO-SISMO RARO				
	NULO	LEVE	MODERADO	EXTENSO	COMPLETO
ESTRUCTURAL	14.52%	27.77%	43.86%	12.95%	0.90%
NO ESTRUCTURAL	9.94%	23.09%	46.82%	15.13%	5.02%
EN CONTENIDO	37.89%	38.25%	19.90%	3.70%	0.26%

Como se aprecia, los elementos estructurales sufren daños moderados en un porcentaje de 43.86%, esto implica que ciertos elementos presentarían grietas, disminución de su resistencia y rigidez poniendo en peligro a sus ocupantes y necesitarían ser evaluados para ver si necesitan ser reparados o reforzados. Así mismo, los elementos no estructurales también tendrían daños moderados en un 46.82%, esto implicaría que elementos como la tabiquería, parapetos e instalaciones se vean afectadas y pongan en peligro su funcionalidad como la seguridad de las personas. Los contenidos tendrían un 38.25% de daños leves. Frente a estos resultados surge la necesidad de intervenir estructuralmente el edificio a fin pues de cumplir con los objetivos requeridos para un desempeño óptimo, reduciendo así las repercusiones en sus componentes, asegurando la invulnerabilidad de la misma y la protección de sus habitantes.

c. Estimación de daños para el Sismo Muy Raro

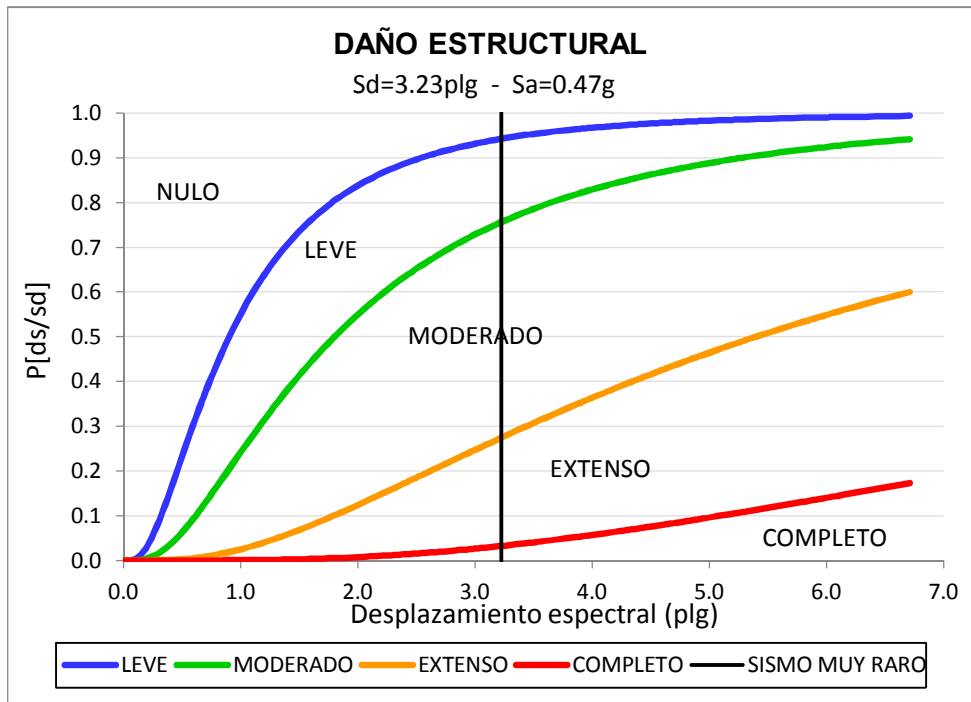


Figura 4.76. Curvas de fragilidad y daños estructurales asociados al sismo muy raro

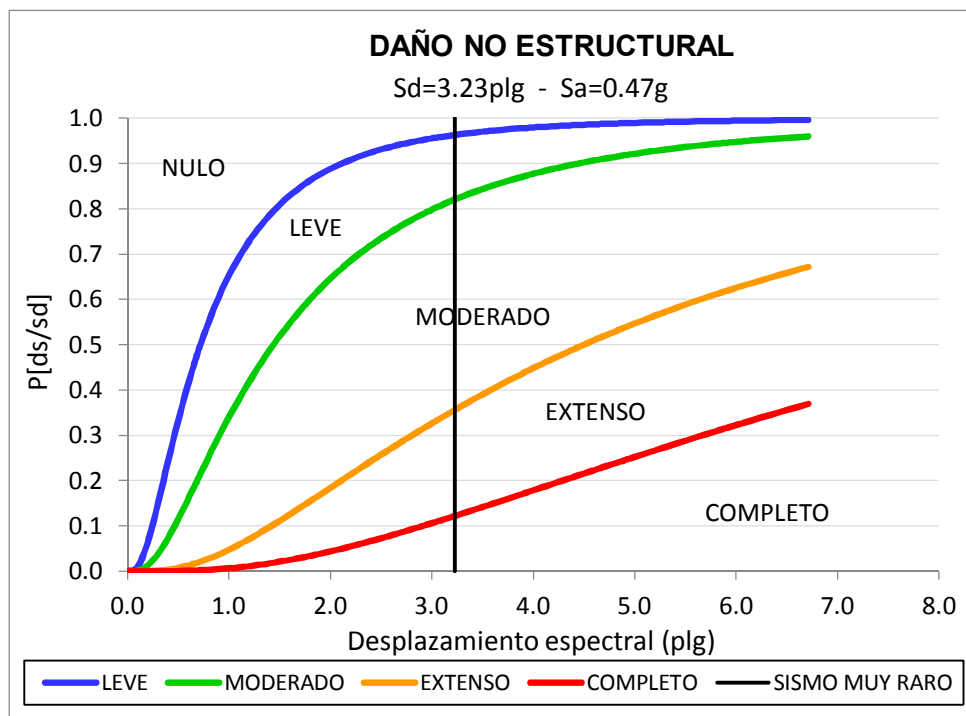


Figura 4.77. Curvas de fragilidad y daños no estructurales asociados al sismo muy raro

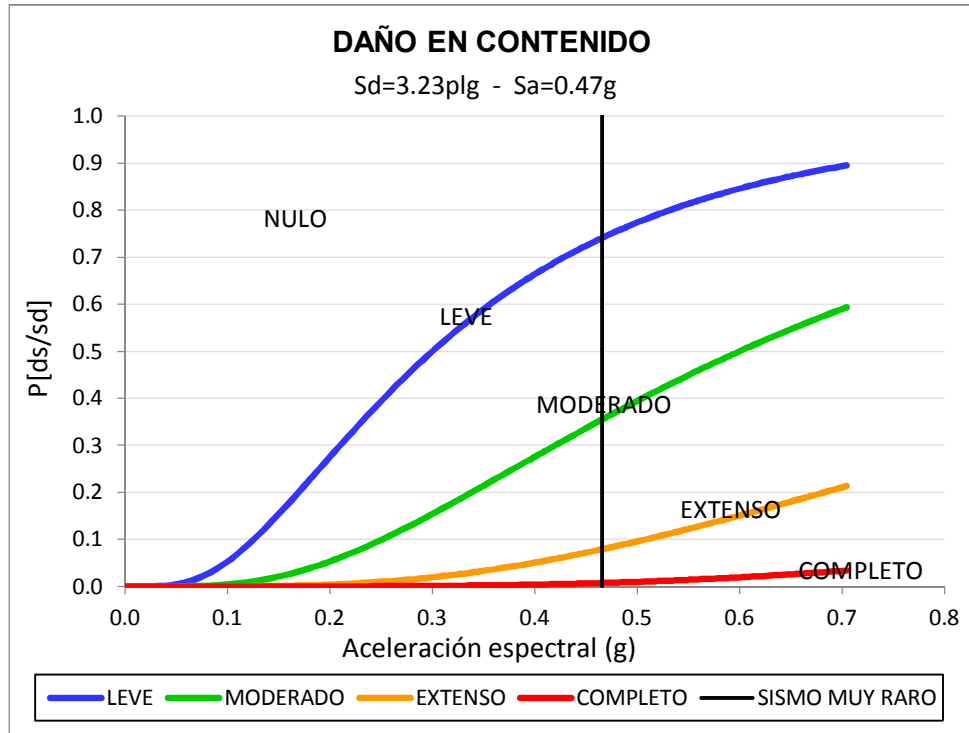


Figura 4.78. Curvas de fragilidad y daños en contenido asociados al sismo muy raro

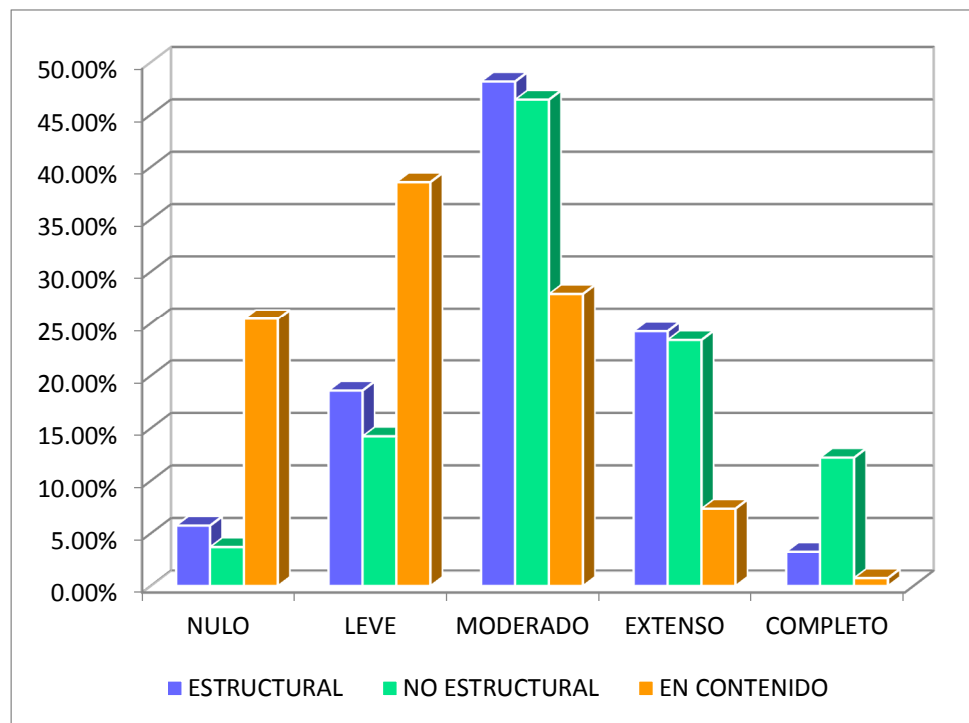


Figura 4.79. Niveles de daño estructural, no estructural y en contenido alcanzado para un sismo muy raro

Tabla 4.58. Porcentajes de daño estructural, no estructural y de contenido asociados al sismo muy raro

TIPO DE DAÑO	NIVEL DE DAÑO-SISMO MUY RARO				
	NULO	LEVE	MODERADO	EXTENSO	COMPLETO
ESTRUCTURAL	5.74%	18.59%	48.17%	24.25%	3.25%
NO ESTRUCTURAL	3.70%	14.24%	46.44%	23.41%	12.21%
EN CONTENIDO	25.46%	38.56%	27.88%	7.35%	0.75%

Según los resultados, los elementos estructurales ante la acción de un sismo muy raro padecerían daños en un rango de moderado a extenso con un porcentaje de 43.86% y 24.25% respectivamente, esto implica que gran parte de los elementos presentarían repercusiones serias que afectan la resistencia y rigidez de la estructura y que requieren ser evaluados para su intervención. Así mismo, los elementos no estructurales también tendrían daños de moderados a extensos con un 46.44% y 23.41% respectivamente, esto significa que elementos como la tabiquería e instalaciones se vean afectadas y pongan en peligro su funcionalidad como la seguridad de las personas. Los contenidos tendrían un 38.56% de daños leves a 27.88% de daños moderados. Con ello, surge la necesidad de intervenir el edificio a fin pues de cumplir con los objetivos requeridos para un desempeño óptimo, reduciendo así las consecuencias en sus componentes estructurales, no estructurales y de contenido, asegurando la capacidad resistente de la misma y la protección de sus habitantes, como lo debe ser toda edificación esencial.

4.2. DISCUSIÓN

Los resultados de la evaluación del desempeño sísmico ante los diferentes niveles de amenaza sísmica para cada estructura en estudio, sirven de base para la toma de decisiones referente a si es necesario o no la intervención estructural y/o no estructural de la edificación, para reducir los daños calculados en la sección precedente o si inclusive es mejor la demolición.

Es necesario intervenir la edificación que resulte vulnerable antes de la ocurrencia de los eventos sísmicos mediante los que fueron analizados, para mitigar los daños causados por los mismos, continuar con la funcionalidad con la que fue concebida y sobretodo evitar pérdida de vidas humanas, tal como se indica en la filosofía y principios de diseño sismorresistente de nuestra Norma Técnica E.030-Diseño Sismorresistente.

4.2.1. Intervención estructural

Este tipo de intervención consiste en otorgar al sistema primario resistente a cargas gravitatorias y laterales, mayor capacidad estructural (resistencia, rigidez, masa, deformabilidad, capacidad de disipación de energía, etc.) que le proporcione un desempeño de acuerdo a los objetivos deseables según el uso de la edificación.

Las estrategias de reforzamiento y adecuación estructural pueden englobarse desde el punto de vista cualitativo en tres grandes grupos (ATC-40, 1996), las técnicas de rigidización y/o reforzamiento, técnicas

para elevar la capacidad de deformación y técnicas para reducir la demanda sísmica (Safina, 2002).

- **Reforzamiento y rigidización del sistema**

Es el más adecuado para sistemas poco resistentes y flexibles a cargas laterales. Mediante esta estrategia, lo que se pretende es incrementar la capacidad resistente y la rigidez lateral de la estructura mediante la introducción de muros de corte o pórticos adicionales.

- **Mejoramiento de la capacidad de deformación**

Es el utilizado para sistemas frágiles y poco dúctiles con una pobre capacidad de deformación. El aumento de ductilidad se logra al mejorar el confinamiento de los elementos que la componen, esta deficiencia puede resolverse a través del encamisado de columnas mediante mallas de acero o fibra de carbono.

- **Reducción de la demanda sísmica**

Es el más idóneo para evitar intervenir los elementos de la superestructura. Lo que se busca es reducir las demandas de fuerzas, a través de estrategias modernas como el aislamiento en la base o la inclusión de dispositivos disipadores de energía que no incrementan la masa global.

4.2.2. Intervención no estructural y en contenido

Esta medida consiste en intervenir los elementos no estructurales y el contenido que puedan afectar el desempeño de la estructura, al incluir exceso de masa o la vulnerabilidad a la que puedan estar sometidos dentro del edificio. Las medidas a adoptar puede consistir en la remoción y o reubicación de elementos peligrosos, la restricción de la movilización de ciertos objetos, la inclusión de anclajes, de acoples y soportes, el aislamiento de objetos o el refuerzo de elementos como parapetos y tabiques.

4.2.3. Intervención funcional

Está orientada a identificar las deficiencias funcionales de la instalación en casos de emergencia y hacer las adecuaciones necesarias que puedan implicar las variaciones en el diseño y la distribución de áreas de manera que permitan mitigar y prevenir colapsos funcionales. Desde el punto de vista funcional, entre las medidas más importantes destacan la señalización de servicios, rutas de evacuación y escape, de equipos de emergencia, tanto en el interior de la edificación como en el exterior y los alrededores, la existencia de un plan de emergencia efectivo y probado, la permanente disponibilidad de salidas de emergencia, la práctica de simulacros de actuación en casos de sismos, información sobre las acciones a tomar, equipamiento básico para atención de primeros auxilios y de comunicación, entre otros (Safina, 2002).

4.3. PROPUESTA

Según los resultados obtenidos para cada estructura, analizados mediante la metodología del Análisis estático no lineal para la determinación de la curva de capacidad y mecanismos de falla, se demuestra el buen comportamiento que presenta el Módulo 1, un mecanismo de falla deseable llamado “viga débil-columna fuerte”, con buena disipación de energía, y en donde la determinación del desempeño a través del método de LINEARIZACIÓN EQUIVALENTE indica que esta edificación se mantendrá dentro del objetivo de desempeño OPERACIONAL, incluso para sismos excepcionales. Por lo tanto, dicha edificación no necesita de ningún tipo de reforzamiento.

Otro es el caso del módulo 2, en donde los resultados del Análisis Estático no Lineal demuestran que el mecanismo de falla ocurre inicialmente en las columnas (“columna débil-viga fuerte”), un tipo de falla frágil e indeseable, donde el colapso puede ocurrir de forma súbita. Además, el método de LINEARIZACIÓN EQUIVALENTE indica que la estructura estaría CERCA AL COLAPSO para un sismo excepcional (sismo muy raro-periodo de retorno de 950 años) y en el objetivo de SEGURIDAD DE VIDA para el sismo de diseño de nuestra normativa sismorresistente (considerando que esta corresponde al sismo raro, con un periodo de retorno de 475 años). Por lo tanto, tales resultados confirman la necesidad de reforzar la estructura.

El tipo de refuerzo considerado para el Módulo 2, debe superar:

1. Los problemas de flexibilidad de la estructura en la dirección longitudinal, tal como se demuestra en el análisis elástico lineal para este módulo, mediante ambos espectros normativos (E.030 2006 y E.030 2016), donde las derivas obtenidas superan ampliamente los valores permisibles. Y consecuentemente evitar desplazamientos laterales mayores al ancho de la junta sísmica (5 cm) dejada entre este edificio y otro de similares características.
2. Los problemas de columna corta, pues este tipo de falla es inminente, tal como lo demuestran los estudios de edificios escolares afectados por los sismos de Arequipa (2001) y Pisco (2007) con igual configuración estructural, con el mismo problema de flexibilidad en la dirección longitudinal y ancho mínimo dejado entre tabique y pórtico (1.0 a 1.5 cm), práctica común en edificaciones de colegios construidos antes del año 1997 (colegios 780 pre).
3. El indeseable mecanismo de falla que se inicia en las columnas, originada por la pobre resistencia hallada (177 kg/cm²) mediante el ensayo del esclerómetro y los elevados momentos por sismo a los que son sometidos en la dirección longitudinal de la estructura que no son compensados con la rigidez presentada por el elemento en esa dirección.

Por lo cual, el tipo de refuerzo considerado es el enfundado o encamisado de columnas que no estén confinando albañilería, mediante muros estructurales o placas, este tipo de refuerzo aumentará la

resistencia de cada columna enfundada y aportará una elevada rigidez que permita superar los problemas descritos anteriormente.

4.3.1. Verificación del reforzamiento adoptado

4.3.1.1. Análisis estático y dinámico del módulo 2 con reforzamiento

Se analizó la estructura del módulo 2 en el programa ETABS 2016. El encamisado de las columnas a reforzar se modeló como una placa de concreto armado con $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$, con dimensiones de $l_w=1.45 \text{ m}$ y $e=0.45 \text{ m}$ desde la zapata hasta el techo del segundo nivel y sólo en las columnas donde éstas no estén confinando albañilería. Con la cual, son 4 las columnas a reforzar. Como ahora en el eje longitudinal de la estructura (sentido X) la resistencia sísmica está definida por los muros estructurales, entonces el coeficiente de reducción sísmica R es 6, que se utilizó para la construcción del espectro de la norma E.030 2016 ingresado como dato en el programa.

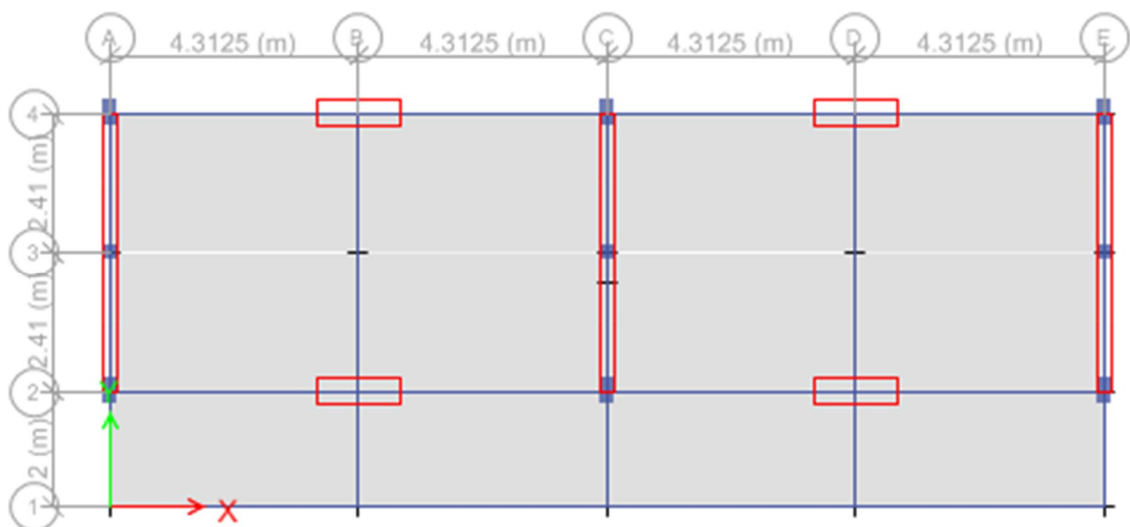


Figura 4.80. Vista en planta de la estructura del módulo 2 modelada en ETABS 2016

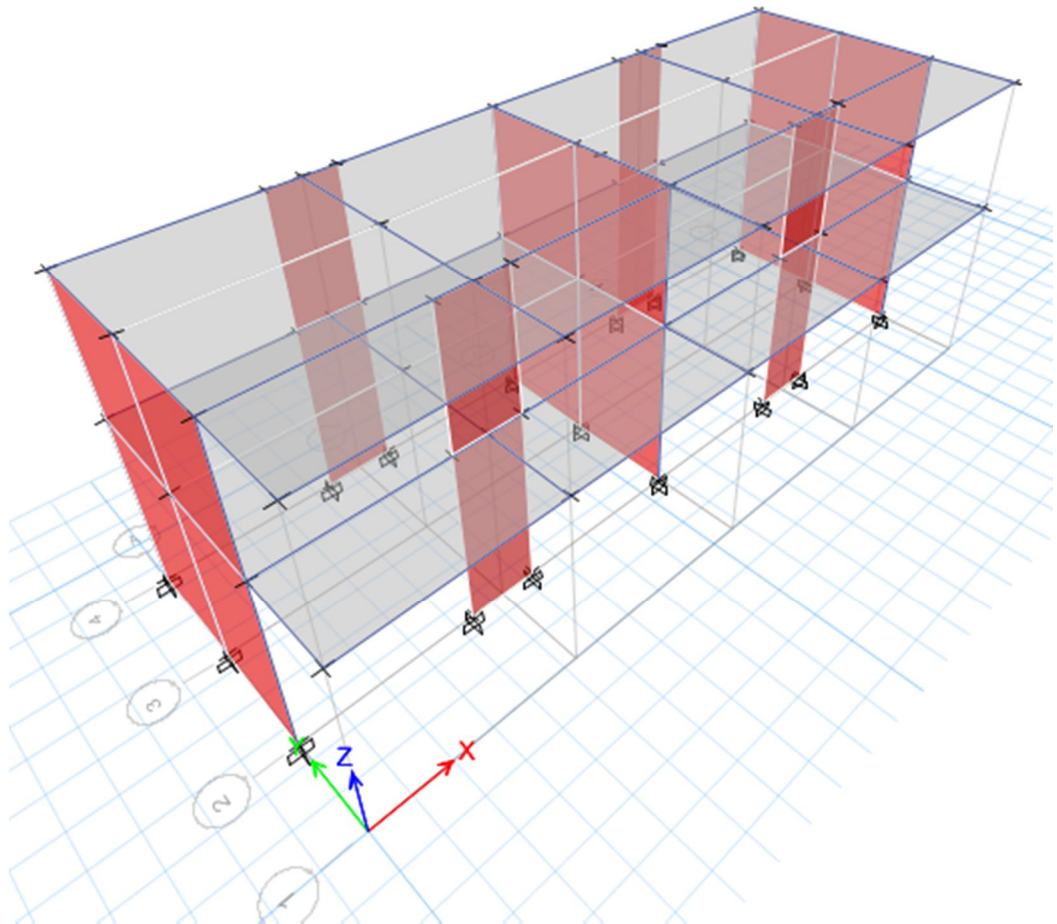


Figura 4.81. Vista en 3D de la estructura del módulo 2 modelada en ETABS 2016

Realizado el análisis sísmico estático y dinámico de la estructura reforzada, se obtiene un periodo fundamental de 0.17 seg, mucho menor a los 0.60 seg, de la estructura original sin reforzar. Los resultados obtenidos de las derivas son:

Tabla 4.59. Derivas de entrepiso del módulo 2 en la dirección X, resultado del análisis estático

ANÁLISIS CON E.030-2016 - Dirección X					
	Desplazamiento relativo (m)	Altura (m)	Deriva calculada	Deriva normativa	
Techo	0.0084	3.00	0.0028	0.007	Cumple
Piso 1	0.0059	4.00	0.0015	0.007	Cumple

Tabla 4.60. Derivas de entrepiso del módulo 2 en la dirección X, resultado del análisis dinámico

ANÁLISIS CON E.030-2016 - Dirección X					
	Desplazamiento relativo (m)	Altura (m)	Deriva calculada	Deriva normativa	
Techo	0.0076	3.00	0.0025	0.007	Cumple
Piso 1	0.0052	4.00	0.0013	0.007	Cumple

Las derivas obtenidas mediante el análisis estático y dinámico para el módulo 2 considerando los parámetros de la norma E.030 2016 como lo indican las tablas, muestran que se cumple las derivas máximas permisibles en la dirección X, ampliamente menor al límite establecido en la normativa. En esta dirección, los nuevos elementos estructurales colocados aportan gran rigidez a la estructura, permitiendo así tener desplazamiento menores, y un comportamiento óptimo ante un evento sísmico.

Las dimensiones consideradas para los cuatro muros estructurales de refuerzo, se han ido probando tentativamente a fin de encontrar un desplazamiento relativo de entrepiso que evite el fenómeno de columna corta, esto es, limitar el desplazamiento relativo por piso a 1 cm, que es el ancho de la junta de separación promedio existente entre tabiques y pórticos del módulo 2, obteniéndose un desplazamiento de 0.59 cm para el modelo reforzado. Además se ha considerado el ancho de 45 cm a fin de cubrir de piso a techo vigas y columnas, ocasionando un comportamiento monolítico que permita la transmisión de momentos y cortantes. A partir de las dimensiones

estimadas, se procedió a diseñar el muro estructural y su correspondiente zapata, cuyos cálculos de diseño se presentan en el ANEXO N°3.

4.3.1.2. Análisis estático no lineal PUSHOVER de la estructura reforzada

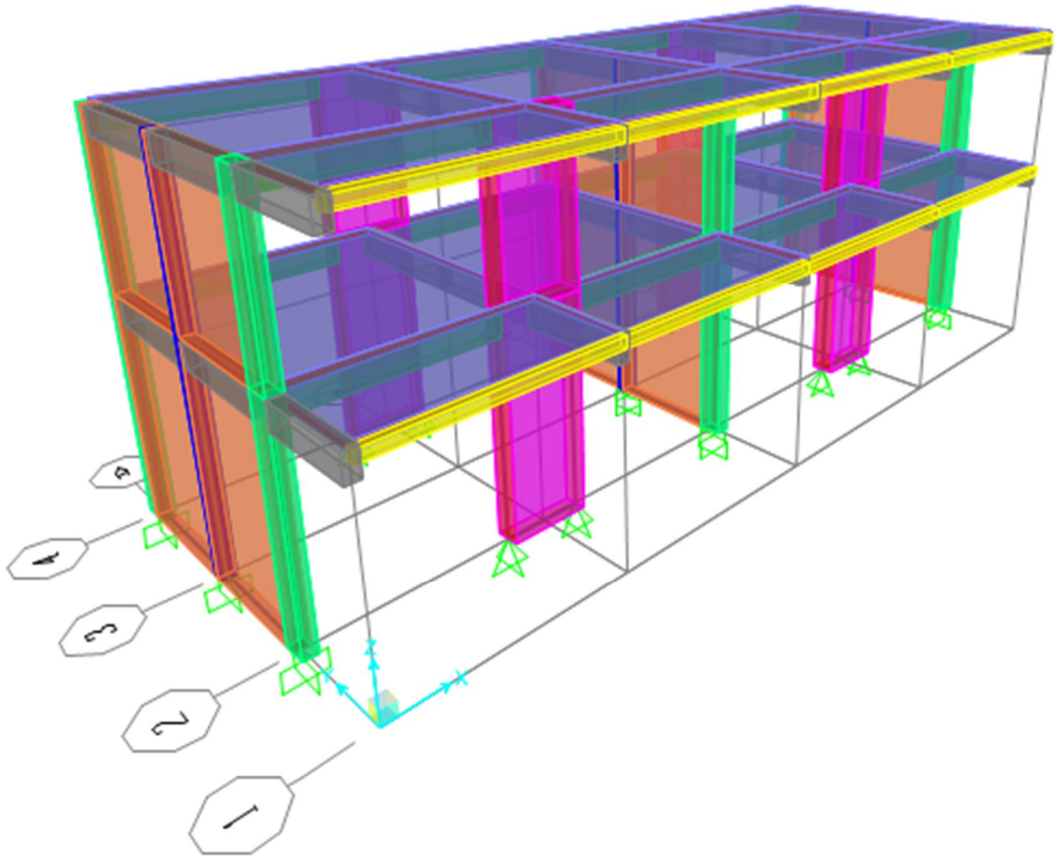


Figura 4.82. Modelado de la estructura reforzada del módulo 2 en SAP 2000

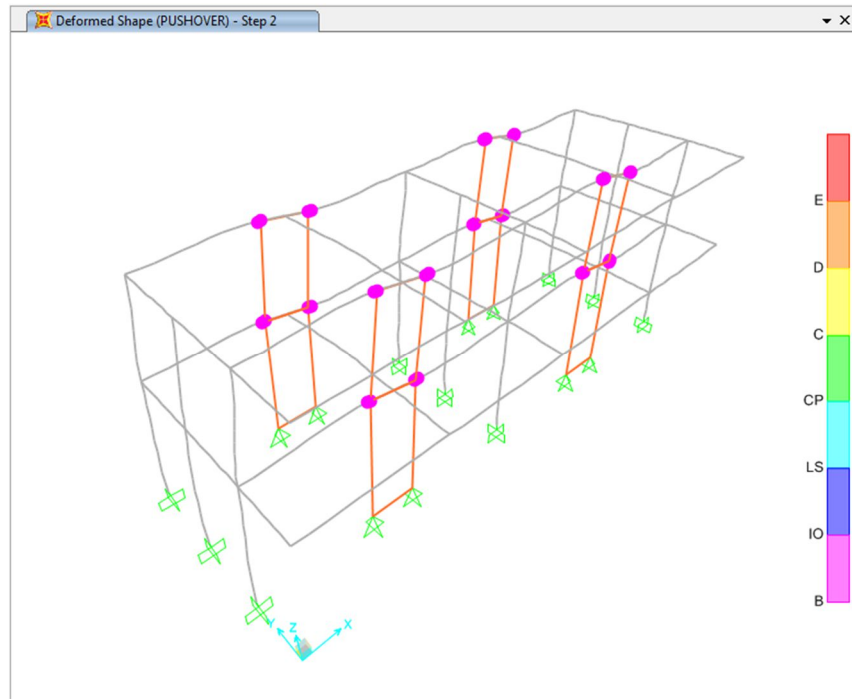


Figura 4.83. Proceso inicial de generación de rótulas plásticas en el módulo reforzado

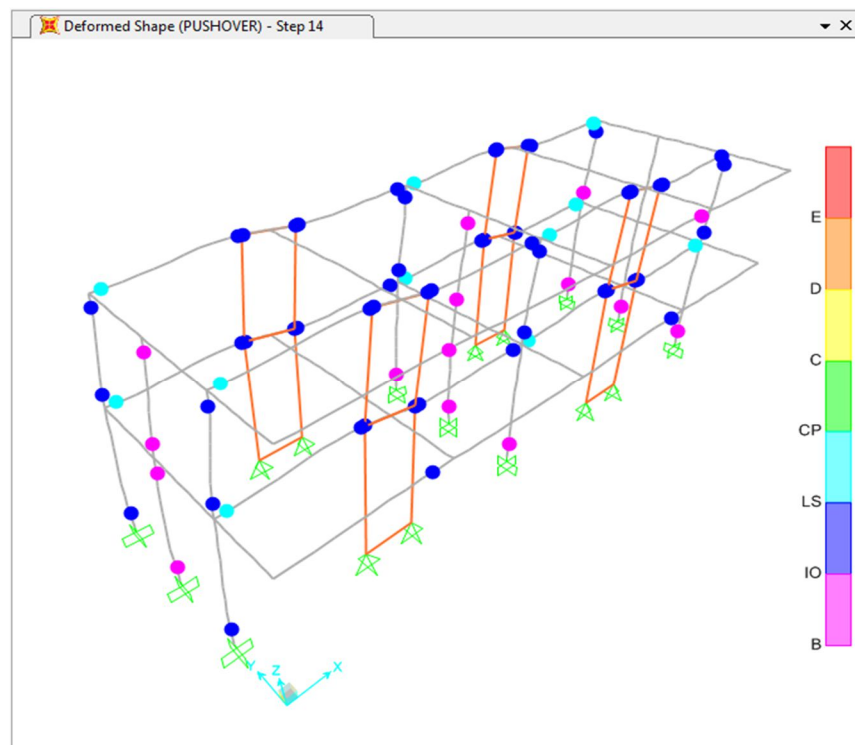
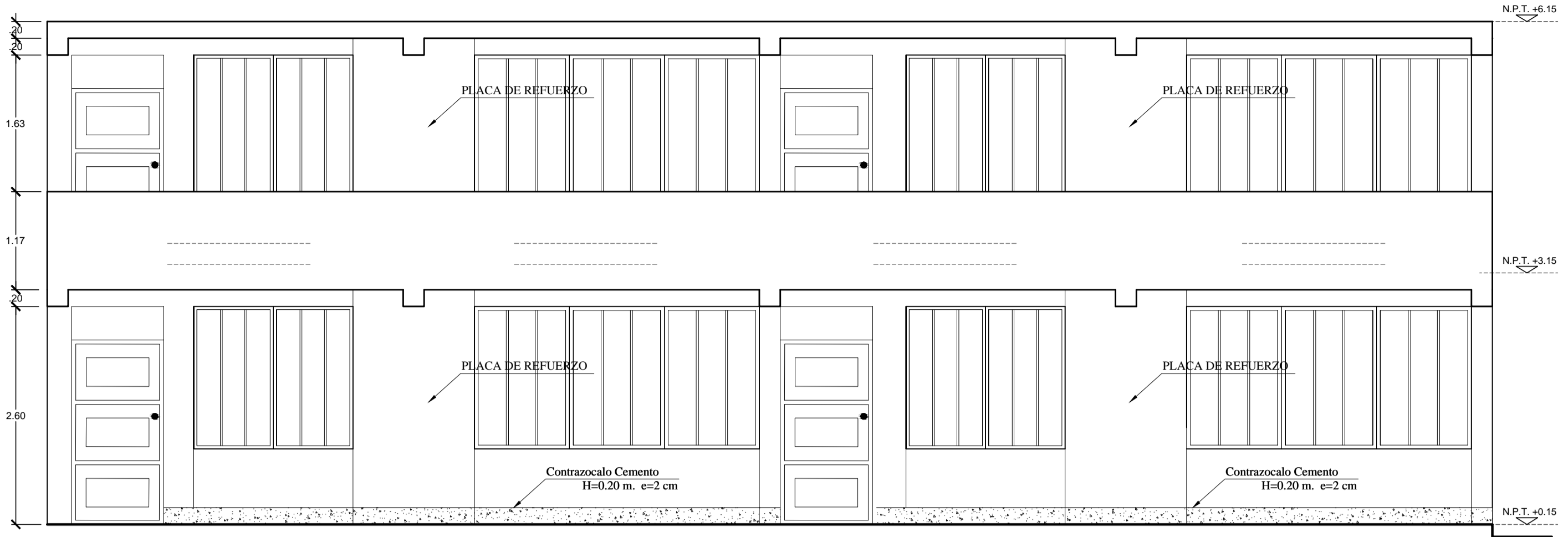


Figura 4.84. Proceso final de generación de rótulas plásticas en el módulo reforzado

A diferencia de la estructura sin reforzar, el mecanismo de falla mostrado mediante el Análisis Estático no Lineal Pushover es el

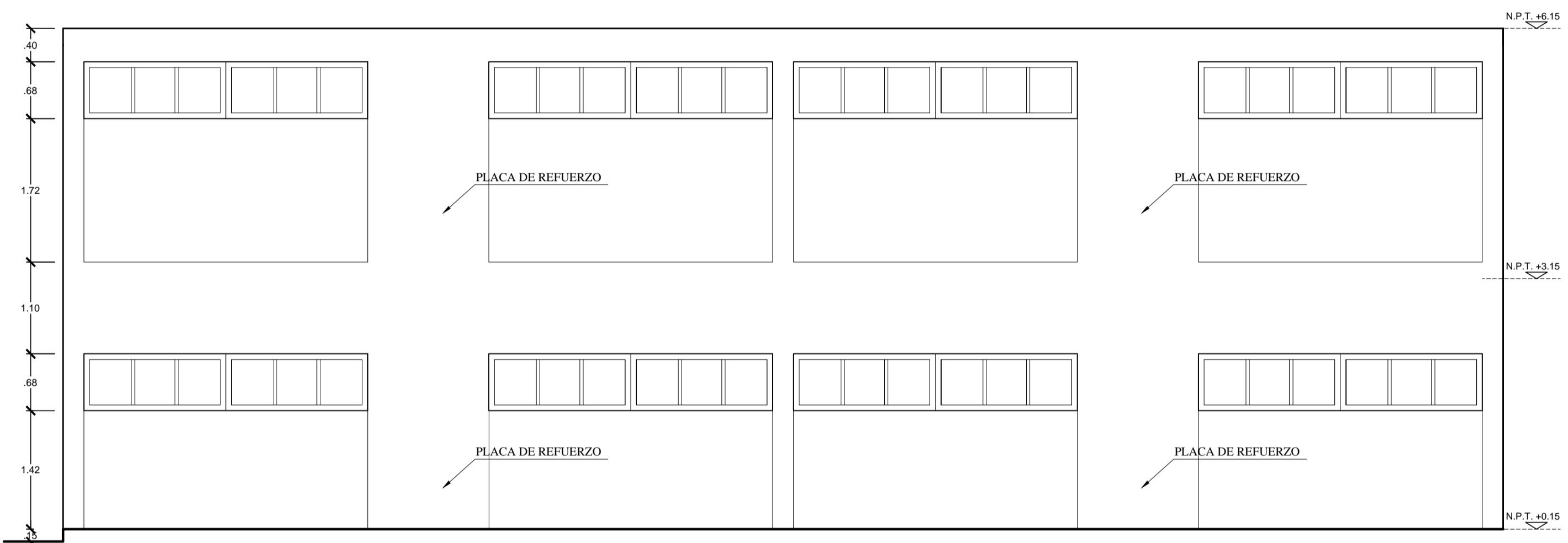
idóneo, con los mayores esfuerzos concentrados en las vigas. Efecto que es producido por la inclusión de los muros estructurales, los que absorben prácticamente el 100% de la fuerza cortante sísmica, liberando a las columnas sin reforzar, de esfuerzos que ocasionen fallas frágiles y colapsos repentinos. Se puede afirmar con total seguridad que la estructura reforzada encamisando las columnas, cumplirá los requerimientos mínimos establecidos para este tipo de edificación, prevaleciendo la seguridad de sus ocupantes, y la inmediata ocupación post-terremoto.

4.3.2. Planos del reforzamiento adoptado



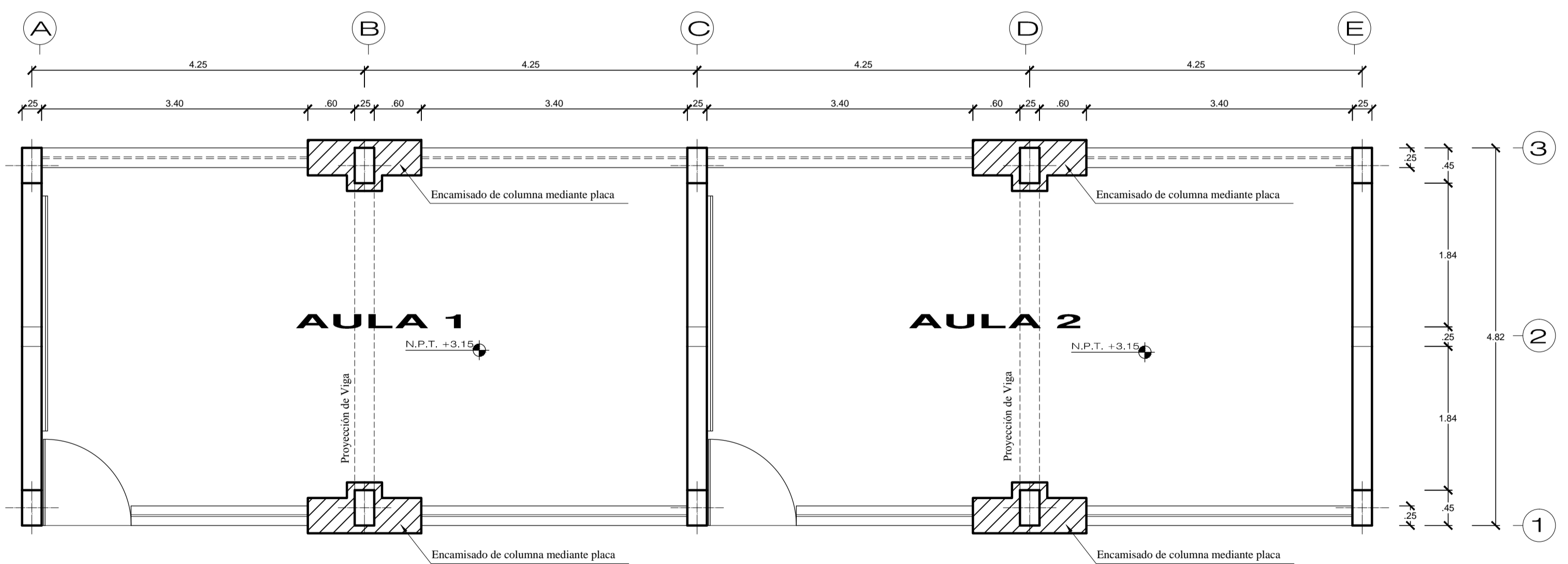
ELEVACIÓN FRONTAL

ESC: 1/50



ELEVACIÓN POSTERIOR

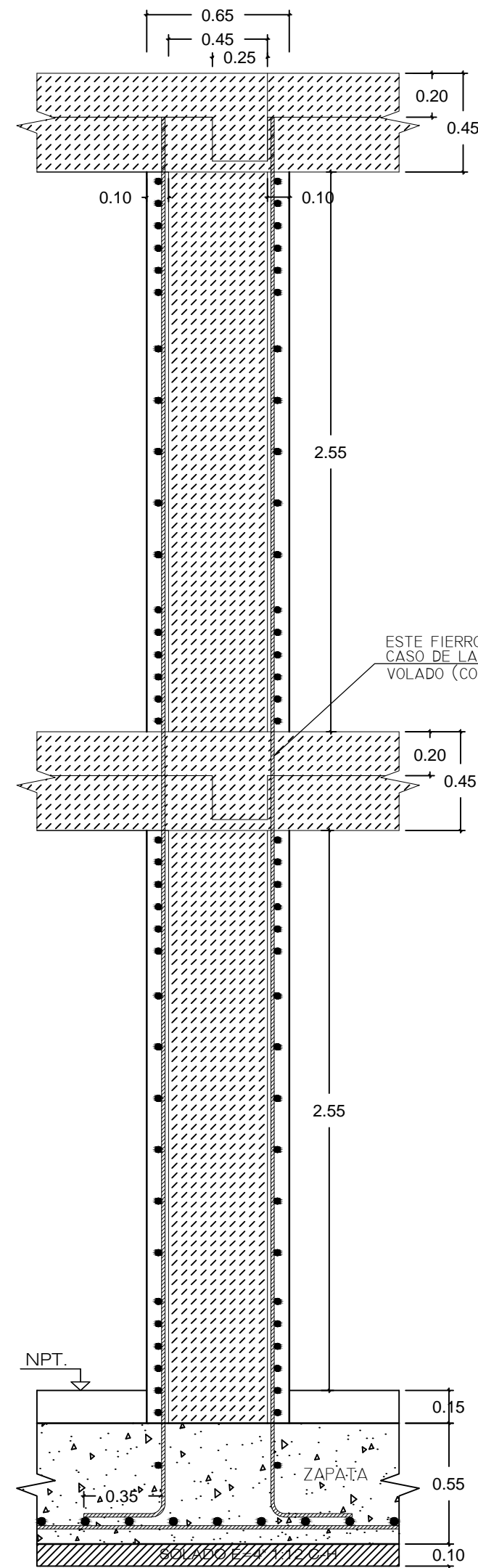
ESC: 1/50



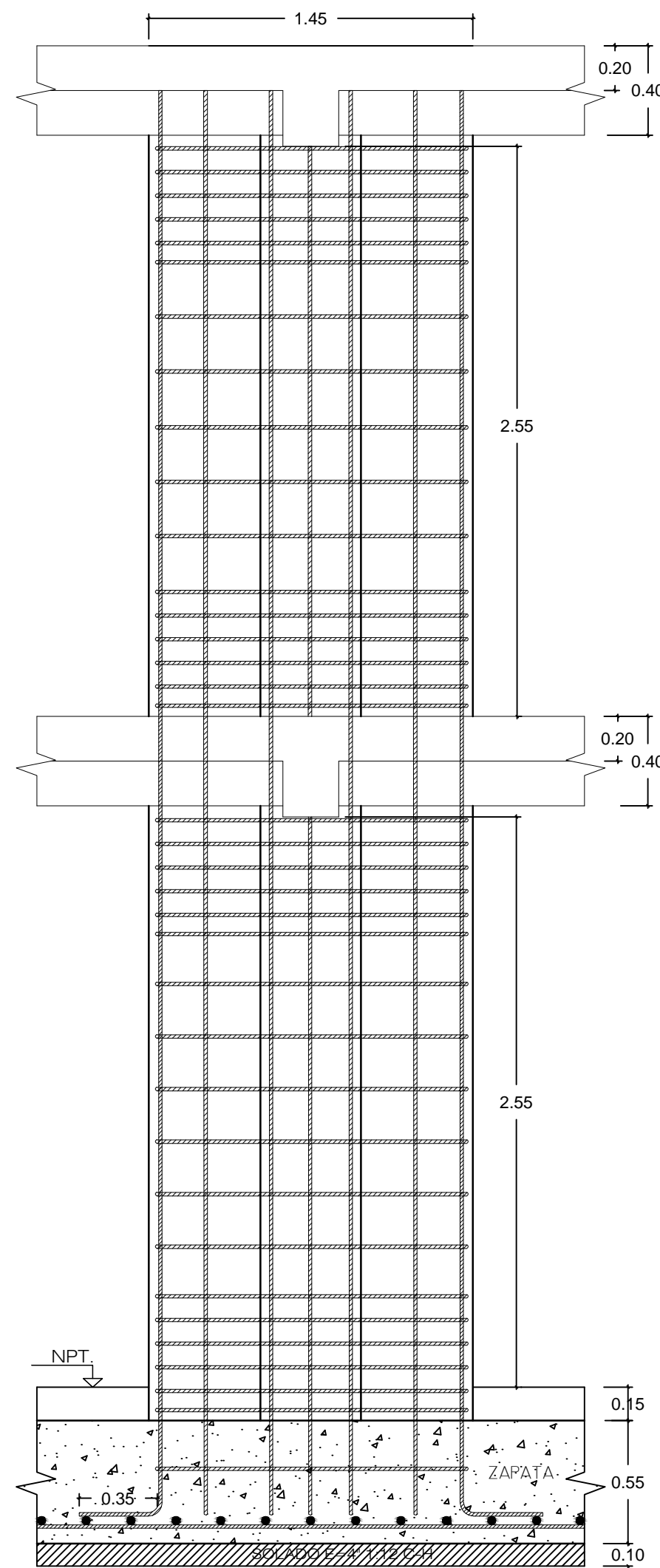
PLANTA PRIMER - SEGUNDO PISO

ESC: 1/50

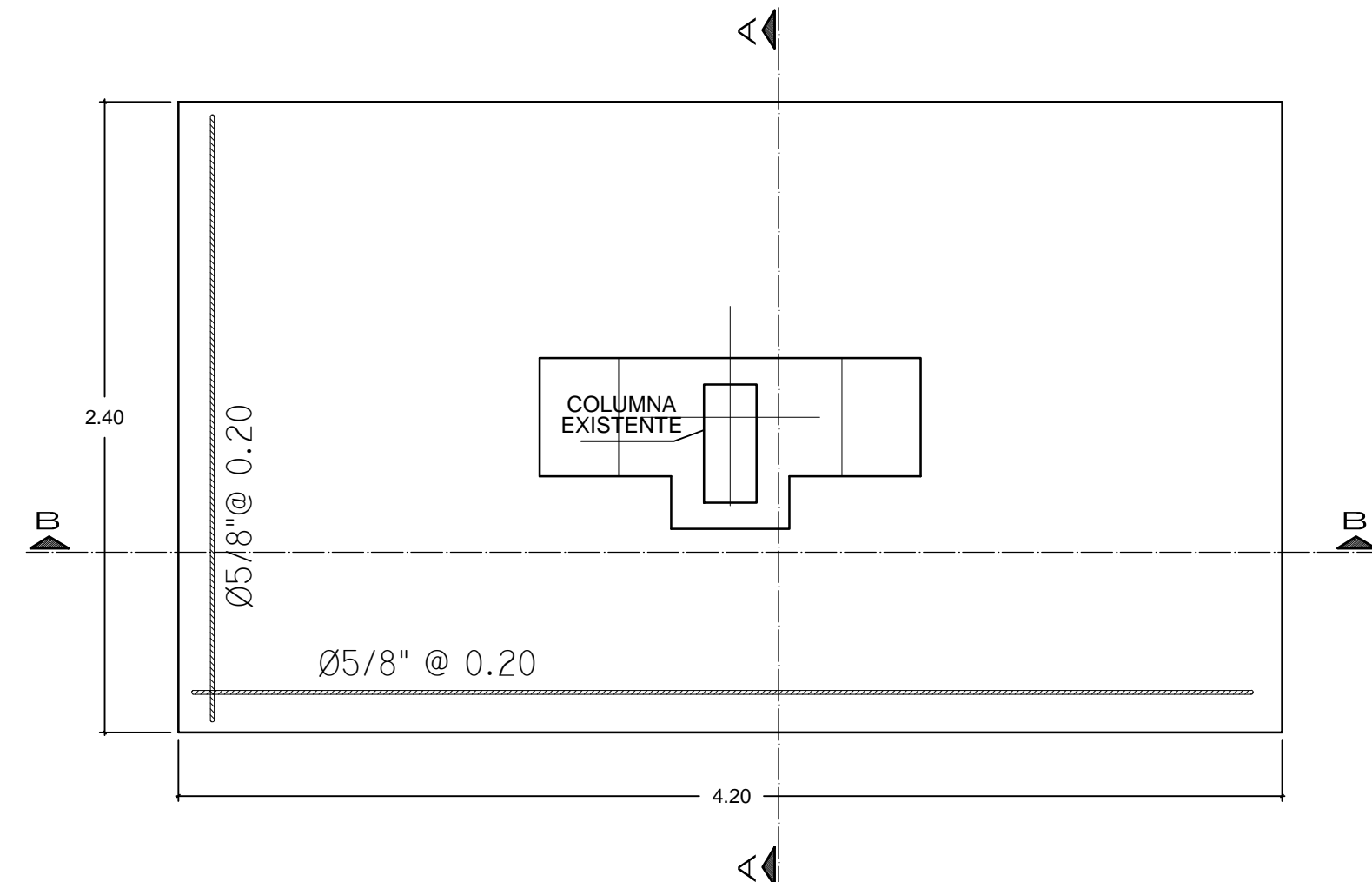
TESIS: COMPARACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL PABELLÓN "C" DE LA I.E. N° 88047 - AUGUSTO SALAZAR BONDY CONSIDERANDO LOS PARÁMETROS INDICADOS EN LA NORMA TÉCNICA E.030 2006 Y LA ACTUALIZADA E.030 2016			Departamento: ANCASH
Plano: REFUERZO - MÓDULO 2 ARQUITECTURA			Provincia: SANTA
TESISISTAS: Briceño Prado Oliver Ordoñez García Ruli			Distrito: NUEVO CHIMBOTE
Revisión: Ing. Abner León Bobadilla			Lugar: I.E. AUGUSTO SALAZAR BONDY
Fecha: JUNIO 2018			PLANO: A-R1
Escala: INDICADA			



CORTE A-A
ESC : 1 / 25

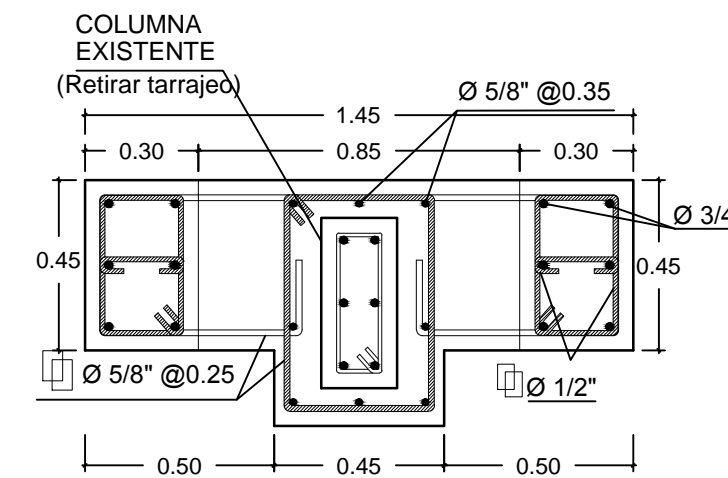


CORTE B-B
ESC : 1 / 25



ZAPATA DE MURO DE REFUERZO

ESC . 1 / 25



SECCIÓN DE MURO ESTRUCTURAL

ESC . 1 / 20

TESIS:
COMPARACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL PABELLÓN "C" DE LA I.E. N° 88047 - AUGUSTO SALAZAR BONDY CONSIDERANDO LOS PARÁMETROS INDICADOS EN LA NORMA TÉCNICA E.030 2006 Y LA ACTUALIZADA E.030 2016

Plano: **REFUERZO - MÓDULO 2 ESTRUCTURAS**

TESISTAS:
Briceño Prado Oliver
Ordoñez García Ruli

Revision:
Ing. Abner
León Bobadilla

Fecha: JUNIO 2018
Escala: INDICADA

Departamento:
ANCASH
Provincia:
SANTA
Distrito:
NUEVO CHIMBOTE
Lugar:
I.E. AUGUSTO SALAZAR
BONDY

PLANO:
E-R1

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

- Del análisis estático y dinámico, se concluye que:
 - a) Para el Módulo 1, las distorsiones obtenidas utilizando los parámetros de la norma E.030 2006 (0.0069, 0.0060) y la norma E.030 2016 (0.0068, 0.0059) son menores que el límite admisible de ambas normativas (0.007), prediciendo un desempeño óptimo.
 - b) Para el Módulo 2, las distorsiones obtenidas utilizando los parámetros de la norma E.030 2006 (0.0132, 0.0117) y la norma E.030 2016 (0.0129, 0.0115) son mayores que el límite admisible de ambas normativas (0.007), estimando un comportamiento deficiente.
- El desempeño sísmico alcanzado por el Módulo 1 es **TOTALMENTE OPERACIONAL**, para un sismo ocasional, y **OPERACIONAL** para los sismos raro y muy raro; cumpliendo con los objetivos de desempeño recomendados para edificaciones esenciales según la normativa VISION 2000, con los siguientes resultados:
 - a) Para una amenaza sísmica con un TR = 475 años y una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años según E.030 2006, se obtiene un desplazamiento en el techo de 6.72 cm, un VBASE = 365.74 Tn y $\beta_{eff} = 15.22\%$. El cual se encuentra dentro de un nivel de desempeño sísmico **OPERACIONAL** y de acuerdo al comportamiento esperado.

- b) Para una amenaza sísmica con un $TR = 475$ años y una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años según E.030 2016, se obtiene para el Módulo 1, un desplazamiento en el techo de 6.57 cm, un $VBASE = 360.21 Tn$ y $\beta_{eff} = 14.94\%$. El cual se encuentra dentro de un nivel de desempeño sísmico OPERACIONAL y de acuerdo al comportamiento esperado.
- c) El análisis Pushover devela un mecanismo idóneo de formación de rótulas plásticas, con la mayor concentración de esfuerzos en vigas y de acuerdo al concepto de “viga débil-columna fuerte” que la hace una estructura dúctil y con posibilidades casi nulas de colapsos repentinos.
- d) La estimación de daños mediante curvas de fragilidad, demuestran una mayor probabilidad de daño entre leve y moderado para los tres niveles de amenaza sísmica, confirmando que no necesita reforzamiento.
- El desempeño sísmico alcanzado por el Módulo 2 es OPERACIONAL para un sismo ocasional, SEGURIDAD DE VIDA para un sismo raro y CERCA DEL COLAPSO para un sismo muy raro; sin cumplir los objetivos de desempeño recomendados para edificaciones esenciales según la normativa VISION 2000, con los siguientes resultados:
 - a) Para una amenaza sísmica con un $TR = 475$ años y una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años según E.030 2006, se obtiene un desplazamiento en el techo de 7.00 cm, un

$V_{BASE} = 84.38 \text{ Tn}$ y $\beta_{eff} = 11.28\%$. El cual se encuentra dentro de un nivel de desempeño sísmico de SEGURIDAD DE VIDA sin lograr el objetivo esperado.

- b) Para una amenaza sísmica con un $TR = 475$ años y una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años según E.030 2016, se obtiene un desplazamiento en el techo de 6.30 cm, un $V_{BASE} = 79.91 \text{ Tn}$ y $\beta_{eff} = 9.39\%$. El cual se encuentra dentro de un nivel de desempeño sísmico de SEGURIDAD DE VIDA sin lograr el objetivo esperado.
- c) El análisis Pushover evidencia un comportamiento indeseable en la formación de rótulas plásticas, donde las columnas del primer piso son las más esforzadas y las primeras en fallar “ viga fuerte-columna débil ”, lo que la hace una estructura frágil y susceptible a colapsos súbitos. Asimismo, estos resultados confirman las fallas por columna corta en el pórtico del eje 4, y posibles colapsos por aplastamiento de los tabiques que ocasionan este fenómeno.
- d) La estimación de daños mediante curvas de fragilidad, demuestran una mayor probabilidad de daño entre moderado y extenso para los tres niveles de amenaza sísmica, confirmando la necesidad de reforzamiento.
- e) El deficiente control técnico en el proceso constructivo de esta estructura (debido a que fue construido por la APAFA de la I.E.)

ha sido un factor clave para obtener los resultados que demuestran un comportamiento deficiente.

- La medida de reforzamiento propuesta para el Módulo 2, encamisando las columnas que no confinan albañilería, mejora notablemente el comportamiento sísmico de la estructura, cumpliendo las derivas máximas permisibles, eliminando los problemas de columna corta y ocasionando un comportamiento dúctil.

5.2. RECOMENDACIONES

- Para obtener datos más objetivos de análisis por desempeño de cualquier estructura existente, es conveniente trabajar con las resistencias reales de los elementos que la componen obtenidos mediante ensayos de campo (esclerómetro, diamantina), pues estos tienen una influencia importante en los resultados.
- Se recomienda realizar la misma investigación a las edificaciones de otras instituciones educativas, para obtener un diagnóstico que permita intervenirla antes de la ocurrencia de un terremoto o antes de la construcción misma.
- Se recomienda implementar la metodología adoptada de desempeño sísmico para el análisis de cualquier estructura nueva o existente, a fin de obtener datos más certeros de su comportamiento no lineal, ya que nuestra normativa únicamente exige analizar y diseñar en el rango lineal.
- Para ampliar el uso de la metodología de Análisis Sísmico por Desempeño, al método tradicional de construcción usado en el Perú (albañilería confinada), ya que ésta se enfoca principalmente en el análisis de estructuras de concreto armado (sistemas aporticados o mediante muros estructurales), se recomienda realizar mayores estudios y/o ensayos experimentales que permitan obtener la información necesaria.

- Se recomienda implementar la metodología del Análisis Sísmico por Desempeño en nuestra normativa E.030 de Diseño Sismorresistente para el análisis y diseño de edificaciones nuevas y para la evaluación de edificaciones existentes.

CAPÍTULO VI

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS Y VIRTUALES

6.1. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS Y VIRTUALES

1. Aguiar, R. (2003). *Análisis sísmico por Desempeño*. Sangolquí, Ecuador: Centro de Investigaciones Científicas Escuela Politécnica del ejército.
2. Allauca L., Takuma O. (2006). *Desempeño sísmico de un edificio aporticado de 5 pisos diseñado con las Normas Peruanas de Edificaciones* (Tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú. Recuperada de <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/123456789/162>
3. American Society of Civil Engineers. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings* (FEMA 356). Washington, DC: Federal Emergency Management Agency. Recuperado del sitio de Internet de FEMA: https://www.fema.gov/media-library-data/20130726-1444-20490-5925/fema_356.pdf
4. Applied Technology Council (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings* (ATC-40 Vol. 1). Estado de California: Seismic Safety Commission. Recuperado del sitio de Internet sobre ATC-40: http://www.dinochen.com/attachments/month_0901/atc-402.pdf
5. Applied Technology Council. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures* (FEMA 440). Washington, DC: Federal Emergency Management Agency. Recuperado del sitio de Internet de

- FEMA: <https://www.fema.gov/media-library-data/20130726-1445-20490-9603/fema-440.pdf>
6. Astorga, M., & Aguilar, R. (2006). *Evaluación del riesgo sísmico de edificaciones educativas peruanas* (Tesis de maestría). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú. Recuperada de <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/123456789/1332>
 7. Bonett, R. (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada* (Tesis doctoral). Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España. Recuperada de <http://hdl.handle.net/2117/93542>
 8. Burgos, M. (2007). *Estudio de la metodología “Diseño por Capacidad” en edificaciones aporticadas de concreto armado para ser incorporada a la Norma Peruana E-060 como alternativa de diseño* (Tesis de maestría). Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú. Recuperada de <http://cybertesis.uni.edu.pe/handle/uni/760>
 9. Cerna, J. (2008). *Determinación de la vulnerabilidad sísmica de las Instituciones Educativas Augusto Salazar Bondy N°88047 y Cesar Vallejo N°88017* (Tesis de pregrado). Universidad Nacional del Santa, Nuevo Chimbote, Perú. De la base de datos de la Biblioteca Central de la Universidad Nacional del Santa. (Cód. T/13/0077/2008 N°19601)
 10. Delgadillo, J. (2005). *Análisis no lineal estático de estructuras y la norma E-030* (Tesis de maestría). Universidad Nacional de

Ingeniería, Lima, Perú. Recuperada de
<http://cybertesis.uni.edu.pe/handle/uni/766>

11. Department of Homeland Security Federal Emergency Management.
(2003). *HAZUS – MH 2.1 Multi-hazard Loss Estimation Methodology*.
Washington, DC: Federal Emergency Management Agency.
Recuperado del sitio de Internet de FEMA:
https://www.fema.gov/media-library-data/20130726-1820-25045-6286/hzmmh2_1_eq_tm.pdf
12. Guevara, N., Osorio, S. & Vargas, E. (2006). *Evaluación de la capacidad estructural del edificio de la biblioteca de las ingenierías y arquitectura, utilizando Análisis Estático No Lineal (PUSHOVER)* (Tesis de pregrado). Universidad de El Salvador, San Salvador, El Salvador. Recuperada de <http://ri.ues.edu.sv/id/eprint/4522>
13. Harmsen, T. (2005). *Diseño de estructuras de concreto armado*.
Lima, Perú: Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.
14. INADUR, CEREN, PNUD (2000). *Mapa de peligros y plan de usos del suelo de la ciudad de Chimbote*. Lima, Perú. Recuperado del sitio de Internet del Instituto Nacional de Defensa Civil INDECI:
http://bvpad.indeci.gob.pe/doc/estudios_CS/Region_Ancash/santa/chimbote.pdf
15. León, I. & Mendoza, W. (2006). *Diseño verificación de la resistencia estructural del Hospital Regional Eleazar Guzmán Barrón bajo la*

- aplicación de la norma sismorresistente E-030-2003* (Tesis de pregrado). Universidad Nacional del Santa, Nuevo Chimbote, Perú. De la base de datos de la Biblioteca Central de la Universidad Nacional del Santa. (Cód. T/13/0062/2006 N° 1413)
16. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2016). *Decreto Supremo que modifica la Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” del Reglamento Nacional de Edificaciones, aprobado por Decreto Supremo N°011 – 2006 – Vivienda, modificada con decreto supremo N° 002 – 2014 – Vivienda.* (D.S. N° 003-2016-VIVIENDA). Recuperado de <http://diariooficial.elperuano.pe/Normas>
17. Ottazzi, G. (2004). *Material de Apoyo para la Enseñanza de los Cursos de Diseño y Comportamiento del Concreto Armado* (Tesis de maestría). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú. Recuperada de <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/123456789/1055>
18. Park, R. & Paulay, T. (1975). *Reinforced concrete structures*. New York, USA: John Wiley & Sons, Inc.
19. Paulay, T. & Priestley, M. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. New York, USA: John Wiley & Sons, Inc.
20. Quispe, D., Álvarez, A., Muñoz, A. y Blondet, M. (2004). *Vulnerabilidad sísmica de los colegios peruanos modernos*.

Recuperado de <https://edoc.site/download/vulnerabilidad-de-colegios-modernos-peru-pdf-free.html>

21. Quiun, D., San Bartolomé, Á., Torrealva, D., y Zegarra, L. (2007). *Daños producidos en edificaciones por el terremoto de Nazca del 12 de noviembre de 1996*. Recuperado de <http://prismaing.com/download.php?f=2013/08/1997-11-CONIC-Trujillo-El-terremoto-de-Nasca-del-12-de-noviembre-de-1996.pdf>
22. Safina, S. (2002). *Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales – Análisis de su contribución al riesgo sísmico* (Tesis doctoral). Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España. Recuperada de <http://hdl.handle.net/2117/93538>
23. Seismology Committee of SEAOC (1995). *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary*. Washington, DC: Structural Engineers Association of California.

CAPÍTULO VII

ANEXOS

ANEXO N°1

ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA

El ensayo realizado en el presente trabajo de investigación es un método no destructivo al concreto que ayudó a determinar el valor tentativo del factor de compresión $f'c$ de una zona de las estructuras de concreto que conforman los edificios analizados, el instrumento utilizado es el esclerómetro con el cual se consigue una serie de datos a los cuales se los conoce como índices de golpes, de los cuales se saca su promedio y empleando un ábaco se obtiene el valor del $f'c$ (N/mm²), quedando claro que el uso del ábaco, está en función de la posición en la que se emplea el esclerómetro para obtener los datos.

1. MATERIALES

- Regla
- Lápiz
- Lija
- Esclerómetro



Figura 7.1. Esclerómetro utilizado para el ensayo

Consiste en una barra de acero (émbolo), la cual recibe el impacto de una pieza de acero impulsada por un resorte. Este impacto se transmite a la superficie de concreto y debido a la resistencia de éste, la pieza rebota y su desplazamiento máximo es registrado en una escala lineal fija al cuerpo del instrumento.

2. PROCEDIMIENTO

Para realizar el ensayo se selecciona y prepara una zona de un elemento de concreto armado que cumpla con:

- Zona de ensayo de aproximadamente 15 x 15 cm.
- Superficie lisa y sin recubrimiento.
- Dibujar cuadrícula de líneas separadas entre 1” y tomar la intersección de las líneas como puntos de impacto.

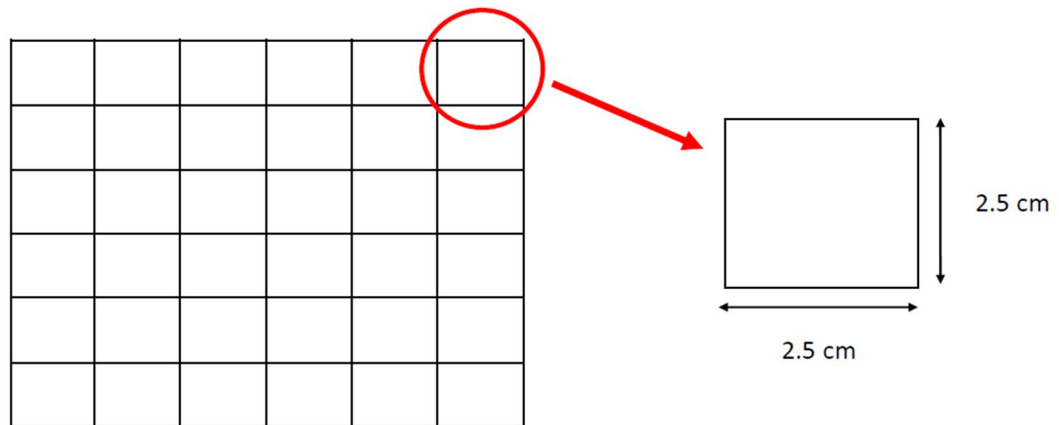


Figura 7.2. Cuadrícula utilizada para el ensayo esclerométrico

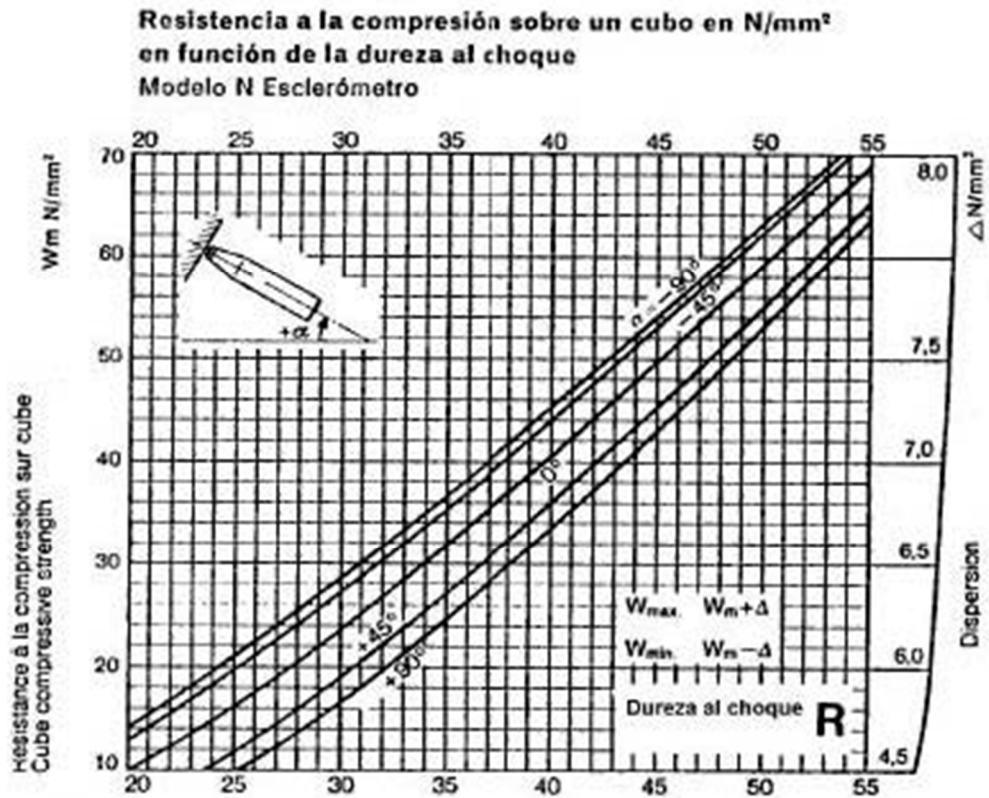
- Hacer al menos 9 lecturas.
- Si difieren repetir ensayo.

Calcular el índice de rebote.

Dicho índice es la mediana de todas las lecturas y expresada con un número entero.

- Los “n” datos obtenidos se digitan en un cuadro de doble entrada y se calcula el valor de la mediana.

- Tomar el valor promedio de 8 a 10 valores de rebote R que ha sido marcados (no incluir valores que sean demasiado altos o demasiado bajos).
- Si más del 20% de todas las lecturas difieren de la mediana en más de 6 unidades se descartan la totalidad de las lecturas (se rechazará la zona). En caso contrario el valor obtenido será el índice de rebote.
- Con este valor se entra en el siguiente ábaco y se obtiene el valor aproximado de la resistencia de dicho concreto



El valor obtenido se ubica en el eje de las abscisas y se levanta una línea imaginaria hasta intersectar a las curvas representativas de cada ángulo bajo el cual se utilizó el esclerómetro.

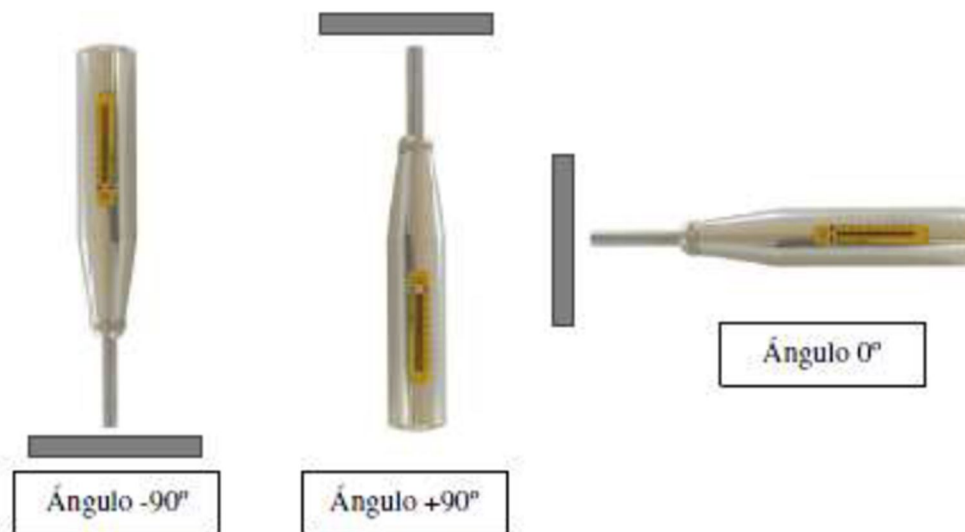


Figura 7.4. Posicionamiento del esclerómetro para el ensayo

Para luego proyectar ese punto al eje de ordenadas obteniendo el valor de f'_c de dicho concreto.

3. RESULTADOS

Es necesario indicar que los datos presentados a continuación representan los puntos tomados de los elementos estructurales del módulo 2, de los cuales se tomó dos columnas y una viga. El ensayo no se pudo realizar en el módulo 1 porque la institución no otorgó el permiso correspondiente, como dicho edificio está recientemente construido se toma el valor de f'_c de los planos para cada uno de los elementos estructurales.

Hojas de cálculo:

Elemento	N° Toma	Índice de rebote	Promedio	f'c (kg/cm2)	Valor que difiere del promedio	Aceptación de Ensayo
Columna N°1	1	34	35.11	264.22	1.11	ACEPTADO
	2	40			-4.89	
	3	38			-2.89	
	4	34			1.11	
	5	30			5.11	
	6	36			-0.89	
	7	33			2.11	
	8	36			-0.89	
	9	35			0.11	
	10	42			-6.89	

Elemento	N° Toma	Índice de rebote	Promedio	f'c (kg/cm2)	Valor que difiere del promedio	Aceptación de Ensayo
Columna N°2	1	27	29.50	177.00	2.50	ACEPTADO
	2	32			-2.50	
	3	28			1.50	
	4	32			-2.50	
	5	30			-0.50	
	6	27			2.50	
	7	32			-2.50	
	8	28			1.50	
	9	29			0.50	
	10	30			-0.50	

Elemento	N° Toma	Índice de rebote	Promedio	f'c (kg/cm2)	Valor que difiere del promedio	Aceptación de Ensayo
Viga N°1	1	30	27.00	143.50	-0.50	ACEPTADO
	2	27			2.50	
	3	24			5.50	
	4	31			-1.50	
	5	29			0.50	
	6	26			3.50	
	7	27			2.50	
	8	24			5.50	
	9	25			4.50	
	10	27			2.50	

4. CONCLUSIONES

De los cuadros mostrados anteriormente, se concluye que para la columna N°01 el valor de su resistencia es $f'c=264.22 \text{ kg/cm}^2$ y para la columna N°02 el valor de su resistencia es $f'c=177 \text{ kg/cm}^2$, por lo tanto se tomará el valor más crítico siendo el menor $f'c=177 \text{ kg/cm}^2$. En el caso de las vigas se tomará $f'c=143.50 \text{ kg/cm}^2$.

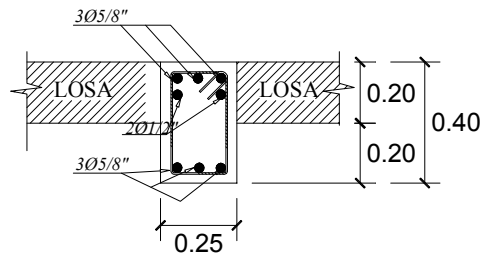
Ante los resultados obtenidos, se puede decir que la resistencia obtenida en los elementos estructurales del módulo 2 como vigas y columnas es mucho menor a una resistencia óptima que deberían tener esos elementos, como por ejemplo $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$. Estos resultados, se estima que influirán en la respuesta estructural de la edificación para los análisis correspondientes.

ANEXO N°2

MOMENTO - CURVATURA/GIRO DE ELEMENTOS

MÓDULO I

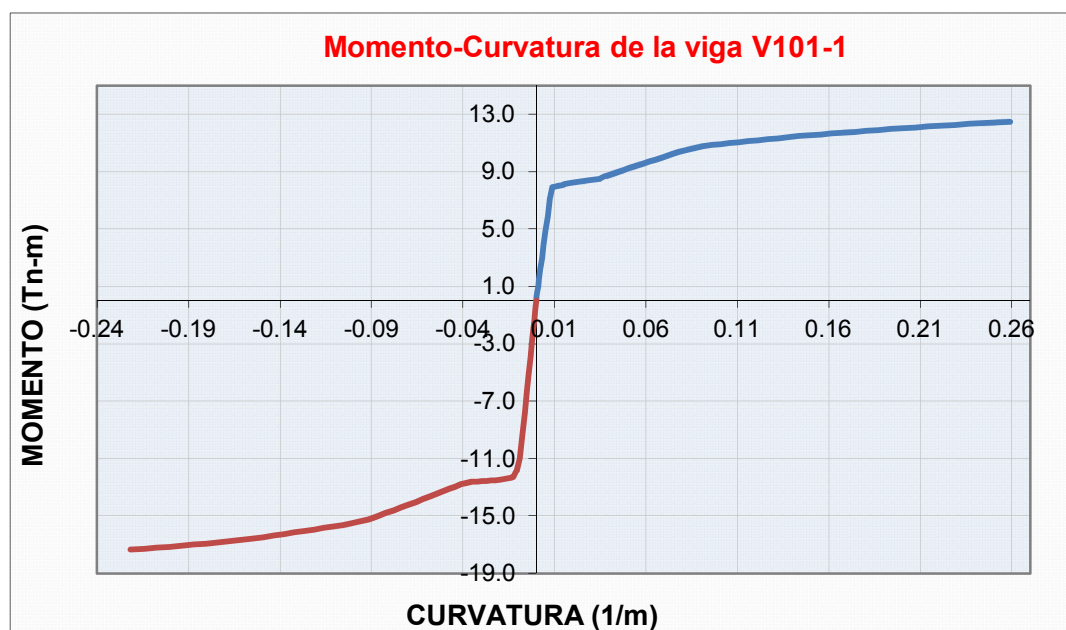
VIGA 101- SECCIÓN 1

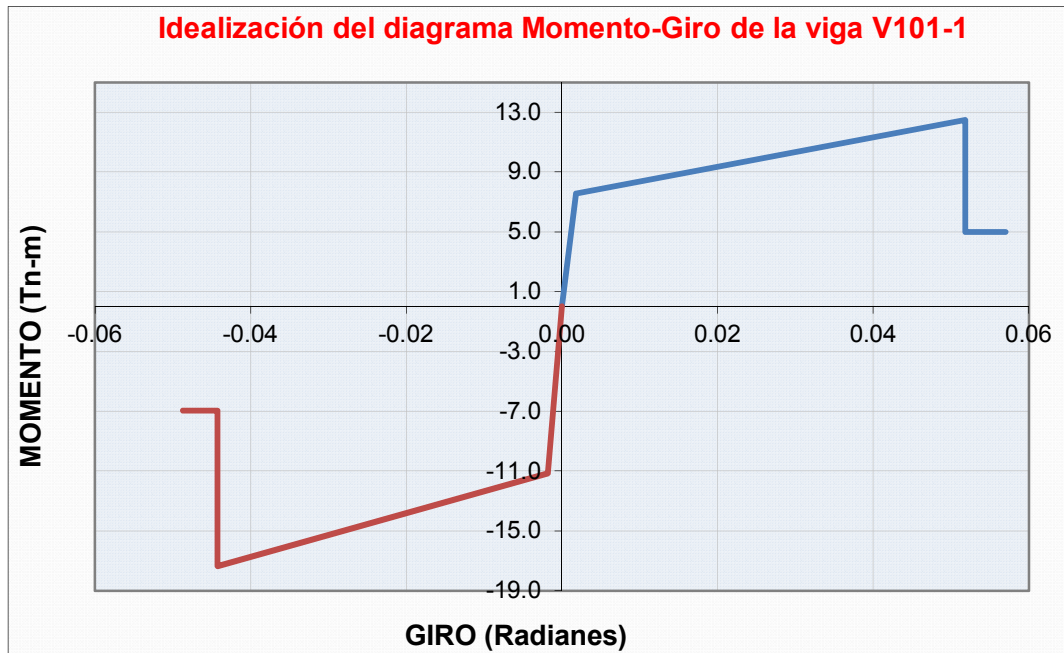


SECCION 1-1

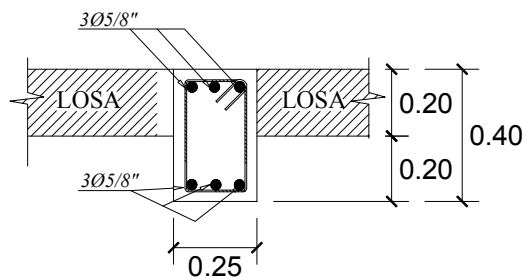
□ Ø 3/8", 1@ 0.05, 12@ 0.10, 4 @0.15
 Resto @0.25 c/e

Punto	Momento (Tn-m)	Curvatura	Lp	Giro (rad)	M/My
(-) E	-6.947	-0.244	0.200	-0.0488	-0.6222
(-) D	-6.947	-0.222	0.200	-0.0443	-0.6222
(-) C	-17.369	-0.222	0.200	-0.0443	-1.5555
(-) B	-11.166	-0.009	0.200	-0.0018	-1.0000
A	0.000	0.000	0.200	0.0000	0.0000
B	7.551	0.009	0.200	0.0018	1.0000
C	12.475	0.259	0.200	0.0518	1.6520
D	4.990	0.259	0.200	0.0518	0.6608
E	4.990	0.285	0.200	0.0570	0.6608





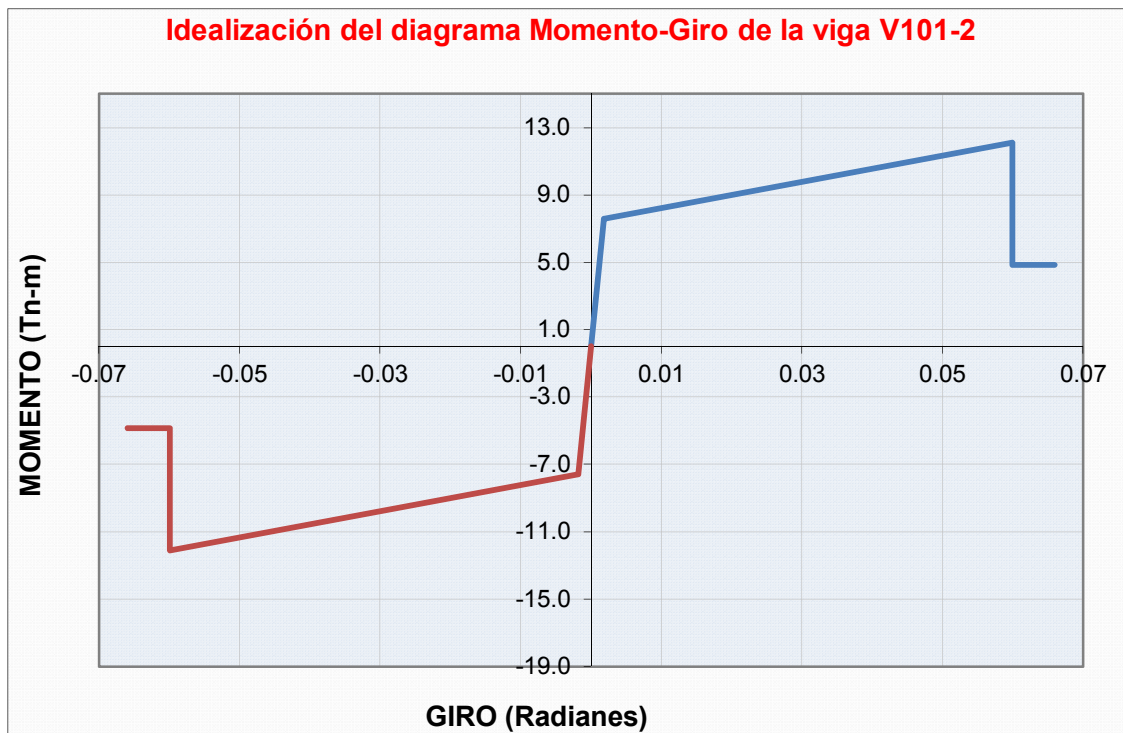
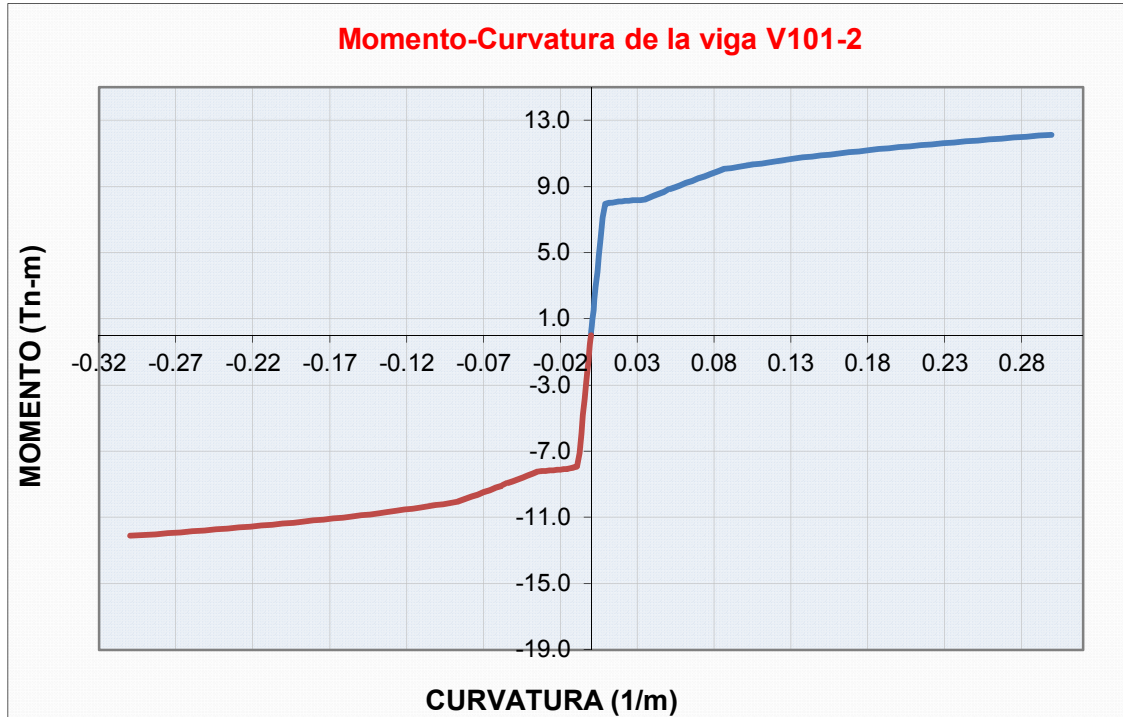
VIGA 101- SECCIÓN 2



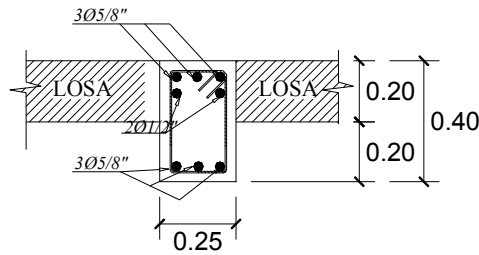
SECCION 2-2

$\square \emptyset 3/8", 1@ 0.05, 12@ 0.10, 4 @ 0.15$
 Resto @0.25 c/e

Punto	Momento (Tn-m)	Curvatura	Lp	Giro (rad)	M/My
(-) E	-4.842	-0.330	0.200	-0.066	-0.638
(-) D	-4.842	-0.300	0.200	-0.060	-0.638
(-) C	-12.105	-0.300	0.200	-0.060	-1.596
(-) B	-7.585	-0.009	0.200	-0.002	-1.000
A	0.000	0.000	0.200	0.000	0.000
B	7.585	0.009	0.200	0.002	1.000
C	12.105	0.300	0.200	0.060	1.596
D	4.842	0.300	0.200	0.060	0.638
E	4.842	0.330	0.200	0.066	0.638



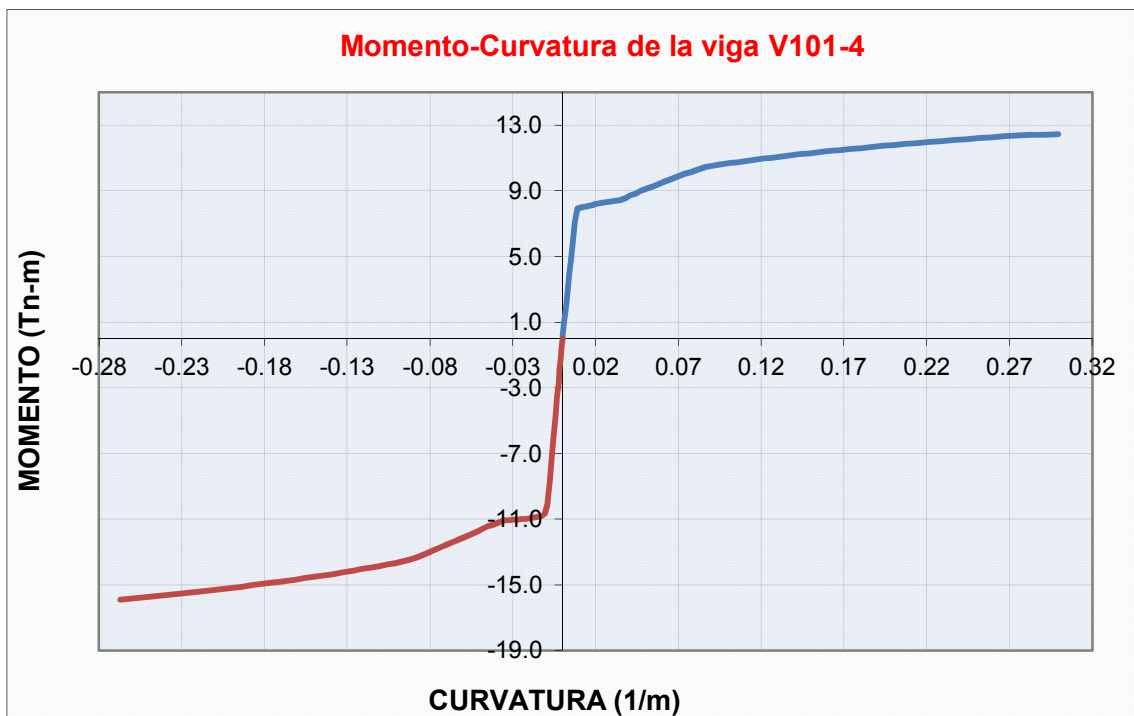
VIGA 101- SECCIÓN 4

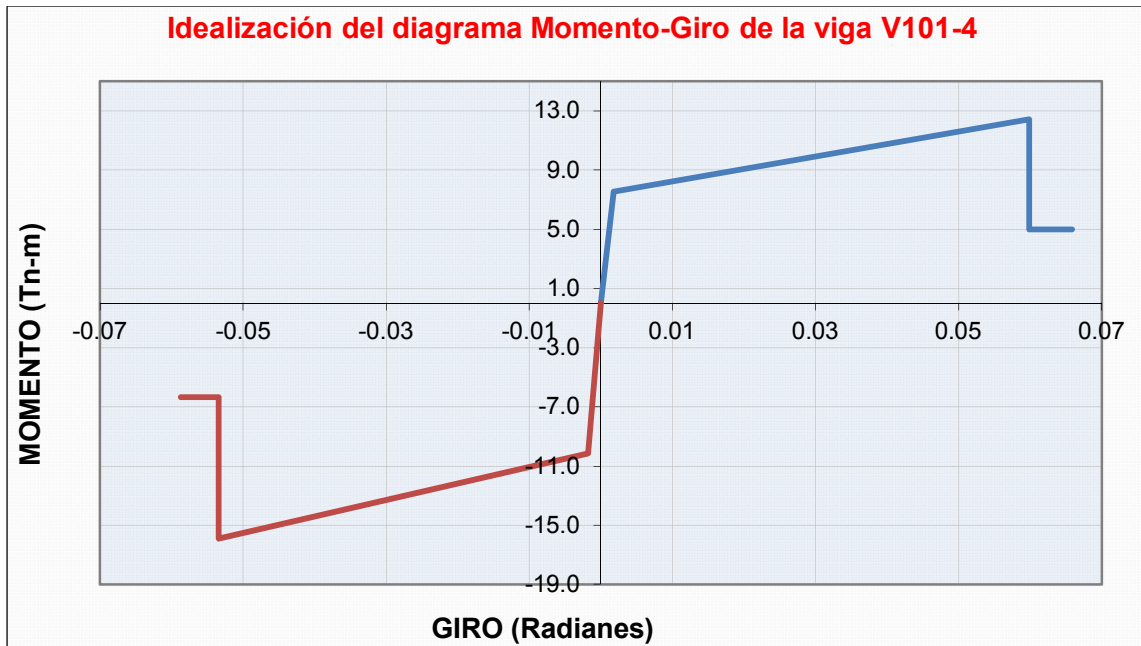


SECCION 4-4

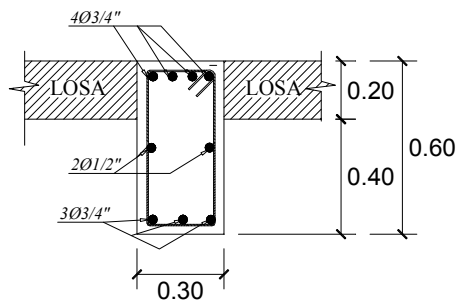
□ Ø 3/8", 1@ 0.05, 12@ 0.10, 4 @0.15
 Resto @0.25 c/e

Punto	Momento (Tn-m)	Curvatura	Lp	Giro (rad)	M/My
(-) E	-6.365	-0.294	0.200	-0.0587	-0.6267
(-) D	-6.365	-0.267	0.200	-0.0534	-0.6267
(-) C	-15.913	-0.267	0.200	-0.0534	-1.5668
(-) B	-10.157	-0.009	0.200	-0.0018	-1.0000
A	0.000	0.000	0.200	0.0000	0.0000
B	7.561	0.009	0.200	0.0018	1.0000
C	12.456	0.300	0.200	0.0599	1.6475
D	4.982	0.300	0.200	0.0599	0.6590
E	4.982	0.330	0.200	0.0659	0.6590





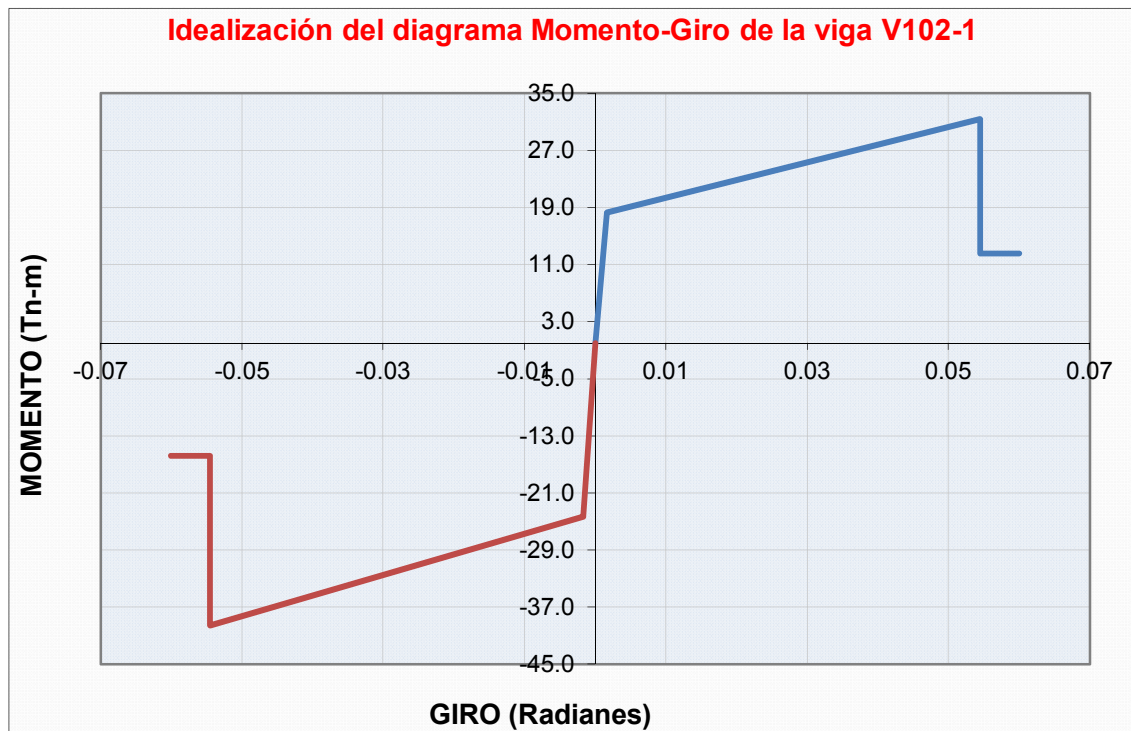
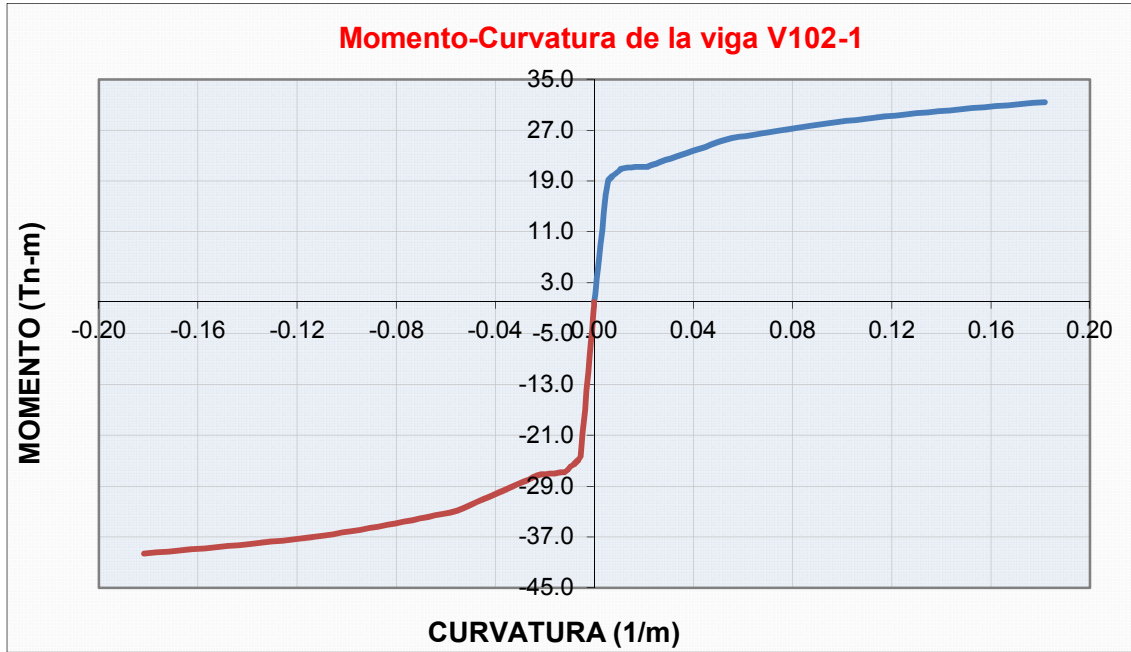
VIGA 102- SECCIÓN 1



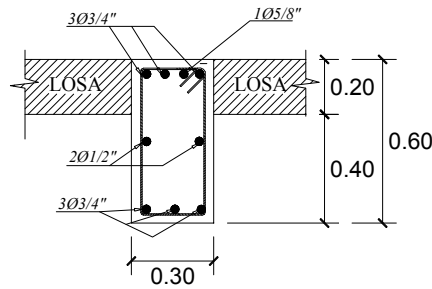
SECCION 1-1

□ Ø 3/8", 1@ 0.05, 12@ 0.10, 4 @ 0.15
 Resto @ 0.25 c/e

Punto	Momento (Tn-m)	Curvatura	Lp	Giro (rad)	M/My
(-) E	-15.843	-0.200	0.300	-0.0600	-0.6518
(-) D	-15.843	-0.182	0.300	-0.0545	-0.6518
(-) C	-39.607	-0.182	0.300	-0.0545	-1.6295
(-) B	-24.306	-0.005	0.300	-0.0016	-1.0000
A	0.000	0.000	0.300	0.0000	0.0000
B	18.286	0.005	0.300	0.0016	1.0000
C	31.407	0.182	0.300	0.0545	1.7175
D	12.563	0.182	0.300	0.0545	0.6870
E	12.563	0.200	0.300	0.0600	0.6870



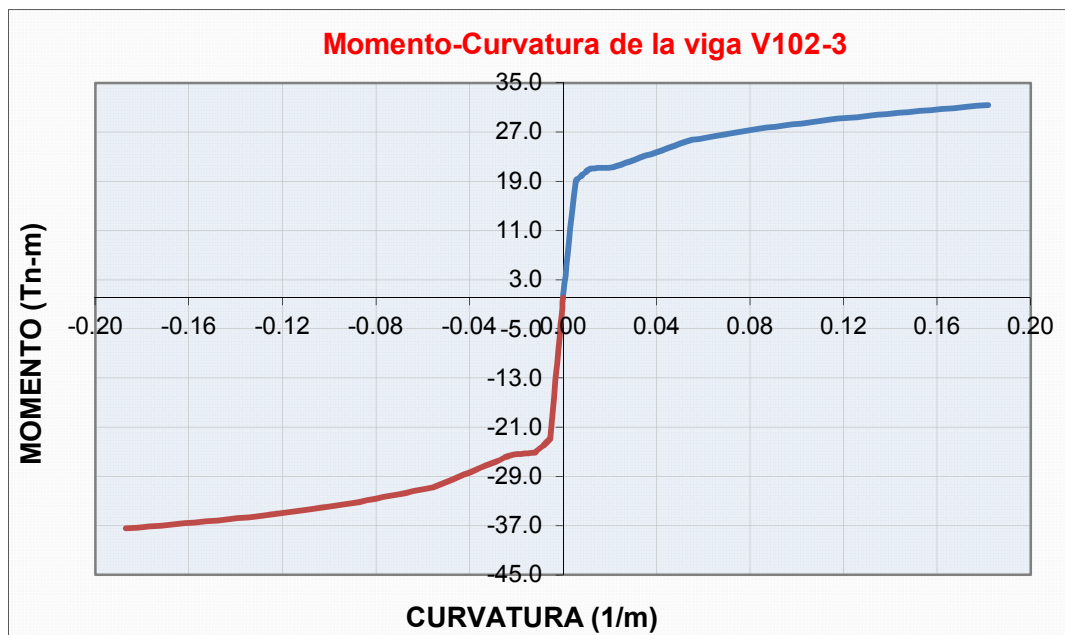
VIGA 102- SECCIÓN 3

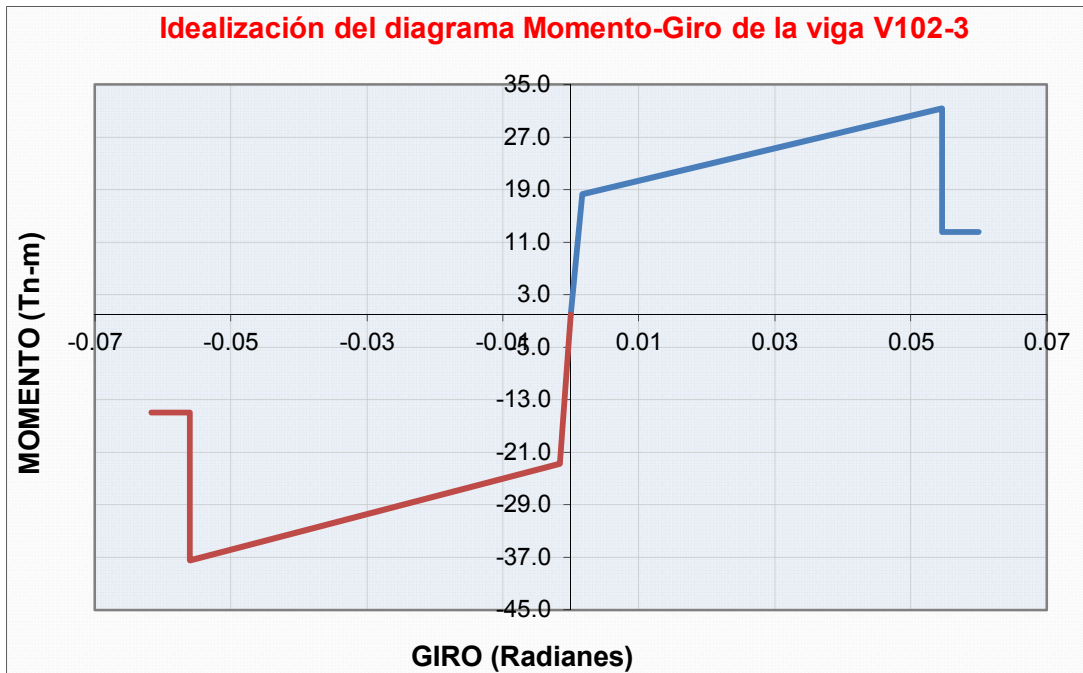


SECCION 3-3

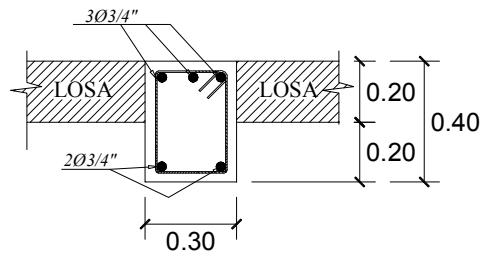
□ Ø 3/8", 1@ 0.05, 12@ 0.10, 4 @0.15
 Resto @0.25 c/e

Punto	Momento (Tn-m)	Curvatura	Lp	Giro (rad)	M/My
(-) E	-14.981	-0.206	0.300	-0.0617	-0.6590
(-) D	-14.981	-0.187	0.300	-0.0561	-0.6590
(-) C	-37.454	-0.187	0.300	-0.0561	-1.6475
(-) B	-22.733	-0.005	0.300	-0.0016	-1.0000
A	0.000	0.000	0.300	0.0000	0.0000
B	18.293	0.005	0.300	0.0016	1.0000
C	31.401	0.182	0.300	0.0545	1.7166
D	12.561	0.182	0.300	0.0545	0.6866
E	12.561	0.200	0.300	0.0600	0.6866





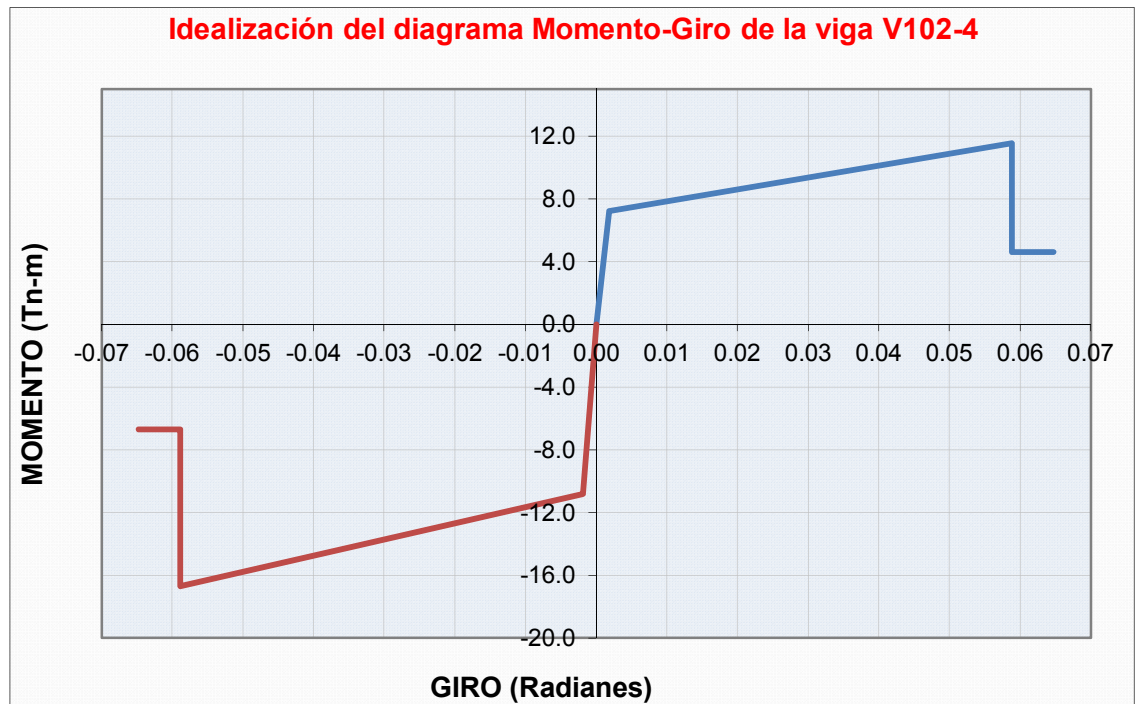
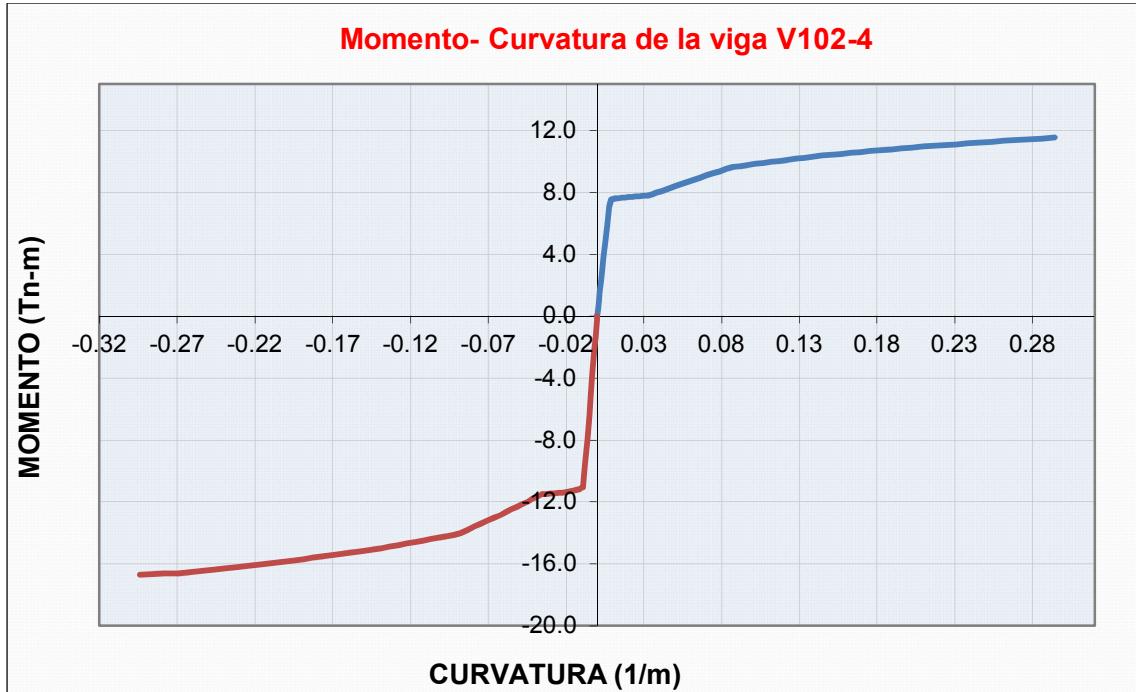
VIGA 102- SECCIÓN 4



SECCION 4-4

□ $\emptyset 3/8"$, 1@ 0.05, 6@ 0.10
 Resto @0.25 c/e

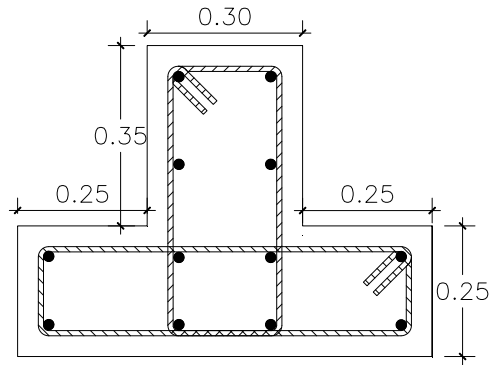
Punto	Momento (Tn-m)	Curvatura	Lp	Giro (rad)	M/My
(-) E	-6.681	-0.216	0.300	-0.0647	-0.6166
(-) D	-6.681	-0.196	0.300	-0.0588	-0.6166
(-) C	-16.702	-0.196	0.300	-0.0588	-1.5416
(-) B	-10.835	-0.006	0.300	-0.0018	-1.0000
A	0.000	0.000	0.300	0.0000	0.0000
B	7.221	0.006	0.300	0.0018	1.0000
C	11.549	0.196	0.300	0.0588	1.5995
D	4.620	0.196	0.300	0.0588	0.6398
E	4.620	0.216	0.300	0.0647	0.6398



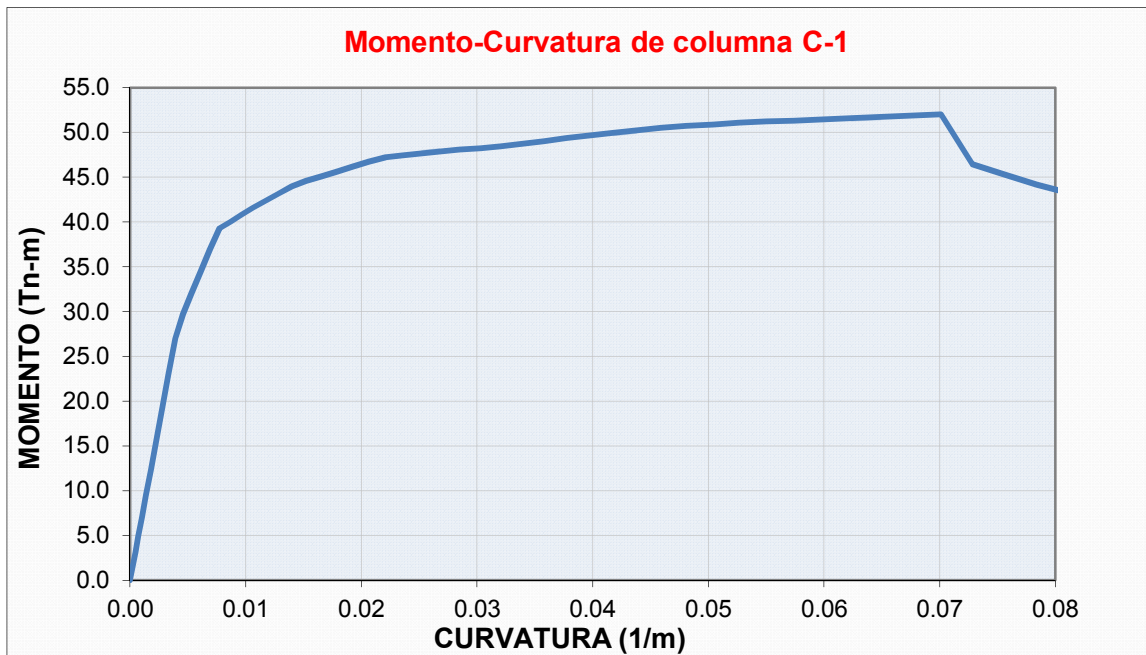
COLUMNA C-1

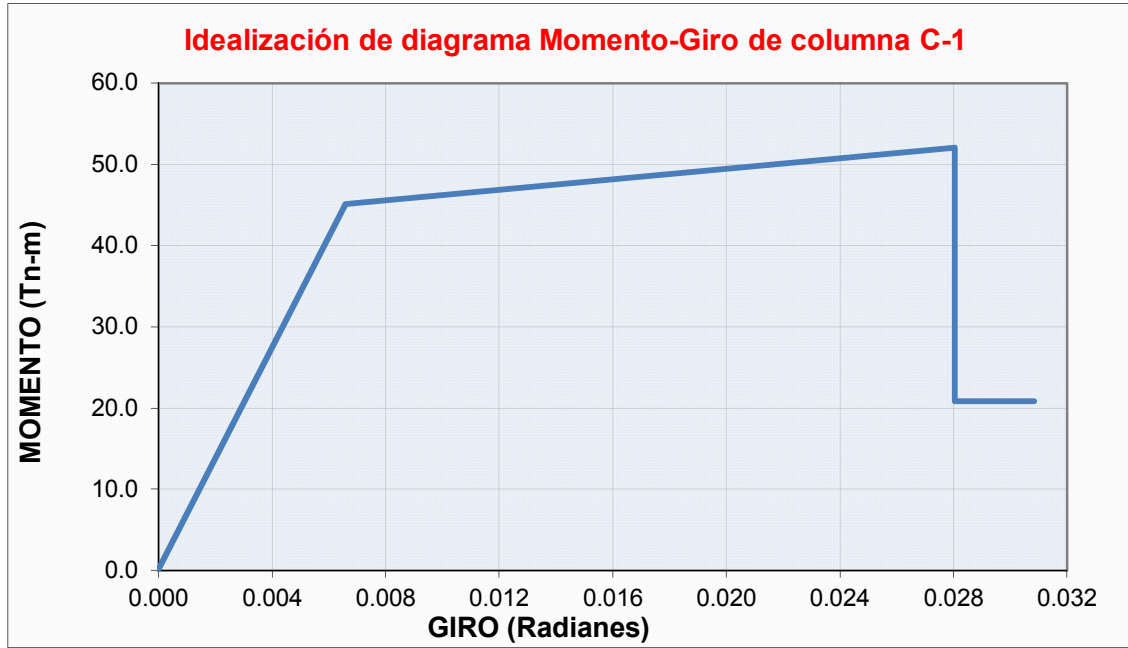
12Ø3/4"

□ Ø3/8", 2@0.05, 8@0.10,
 3@0.15, Resto@0.20



Punto	Momento (Tn-m)	Curvatura	Lp	Giro (rad)	M/My
A	0.00	0.000	0.400	0.000	0.000
B	45.10	0.017	0.400	0.007	1.000
C	52.04	0.070	0.400	0.028	1.154
D	20.82	0.070	0.400	0.028	0.462
E	20.82	0.077	0.400	0.031	0.462

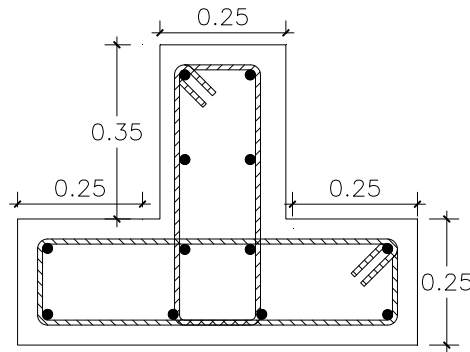




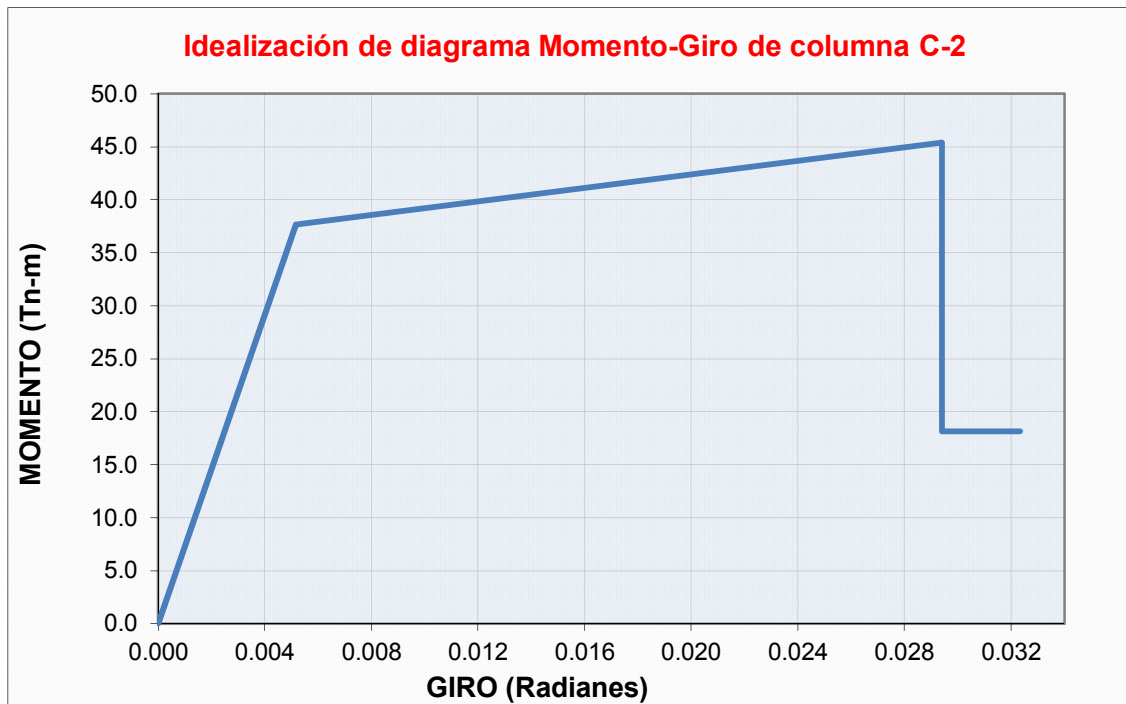
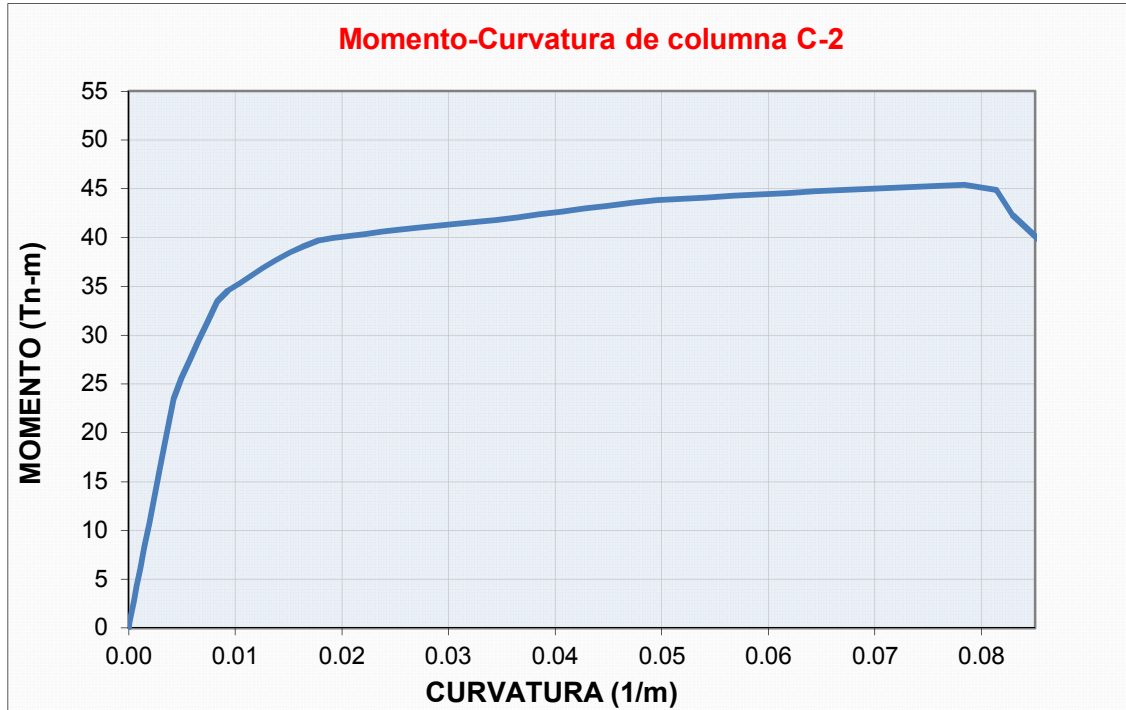
COLUMNA C-2

8Ø3/4"+4Ø5/8"

□ Ø3/8", 2@0.05, 8@0.10,
 3@0.15, Resto@0.20



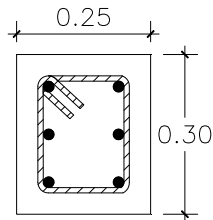
Punto	Momento (Tn-m)	Curvatura	Lp	Giro (rad)	M/My
A	0.00	0.000	0.375	0.000	0.000
B	37.66	0.014	0.375	0.005	1.000
C	45.41	0.078	0.375	0.029	1.206
D	18.16	0.078	0.375	0.029	0.482
E	18.16	0.086	0.375	0.032	0.482



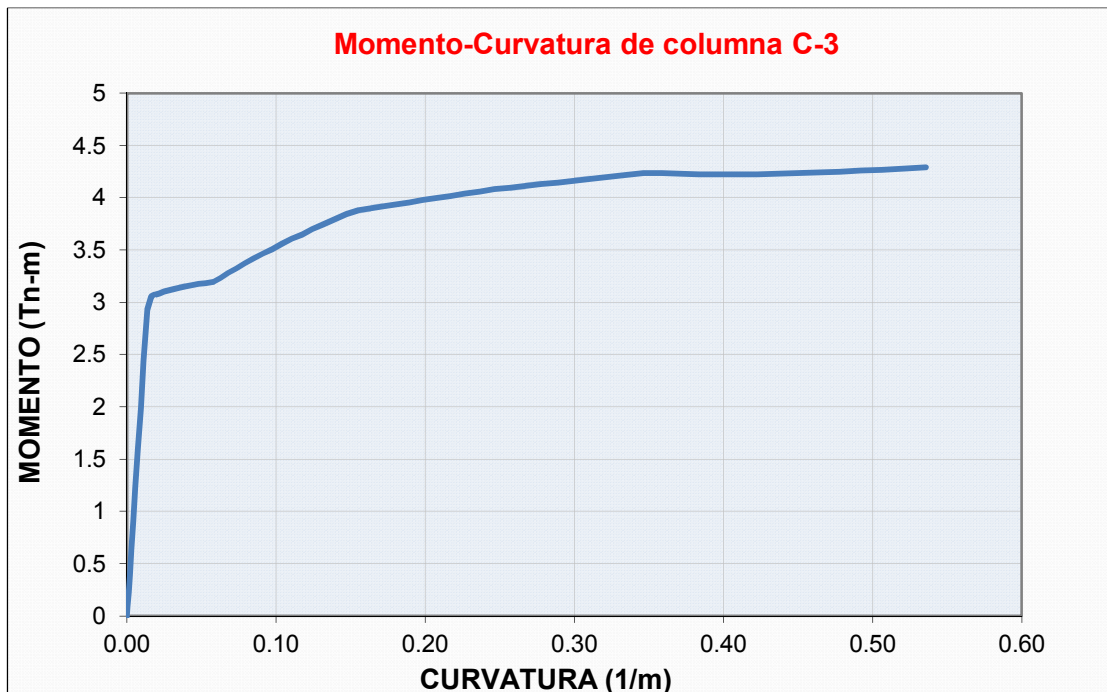
COLUMNA C-3

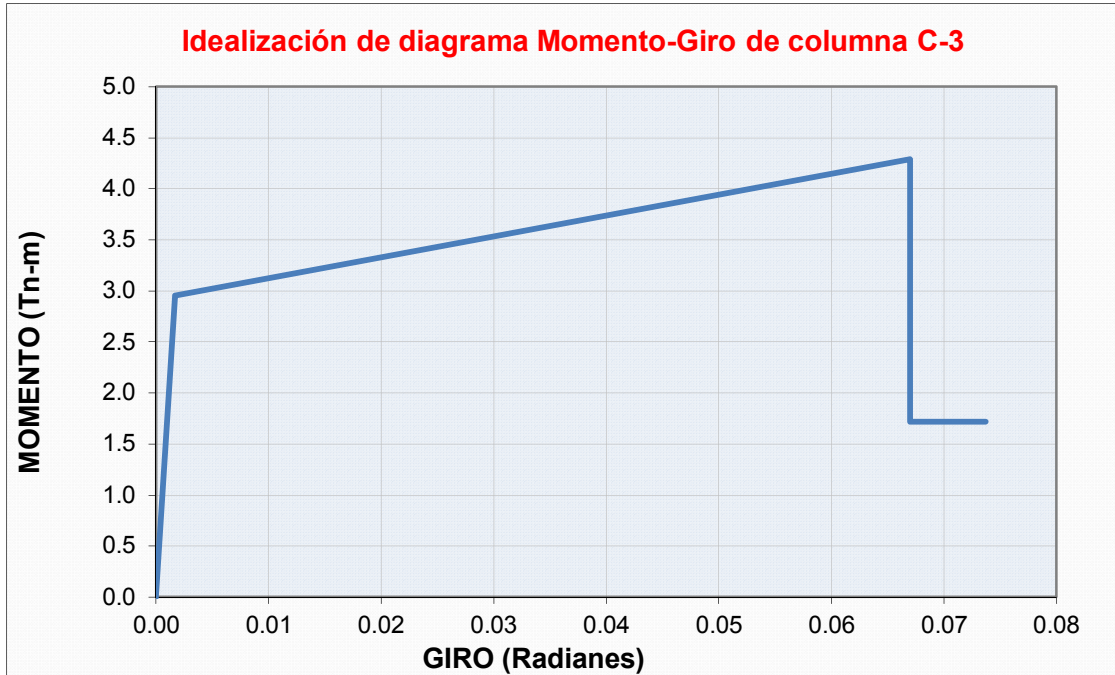
6Ø1/2"

□ Ø1/4", 2@0.05, 3@0.10, @0.15
 Resto@0.20



Punto	Momento (Tn-m)	Curvatura	Lp	Giro (rad)	M/My
A	0.00	0.000	0.125	0.000	0.000
B	2.95	0.014	0.125	0.002	1.000
C	4.29	0.536	0.125	0.067	1.453
D	1.72	0.536	0.125	0.067	0.581
E	1.72	0.589	0.125	0.074	0.581

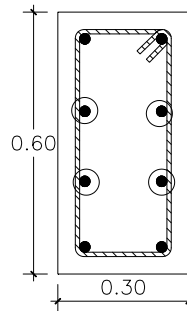




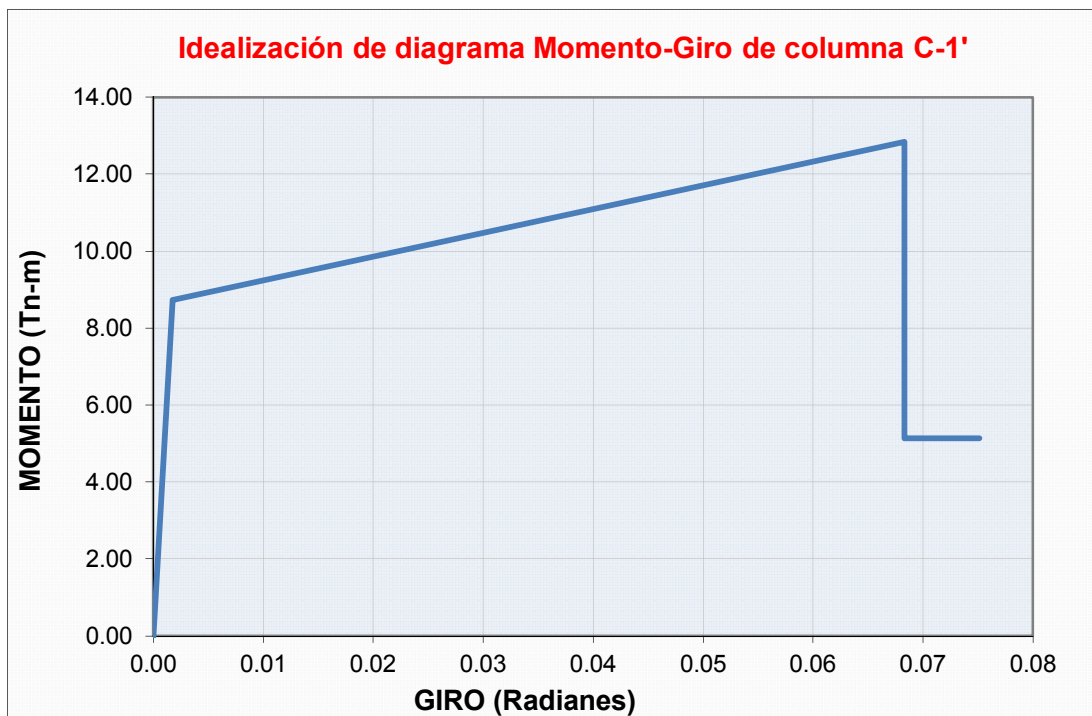
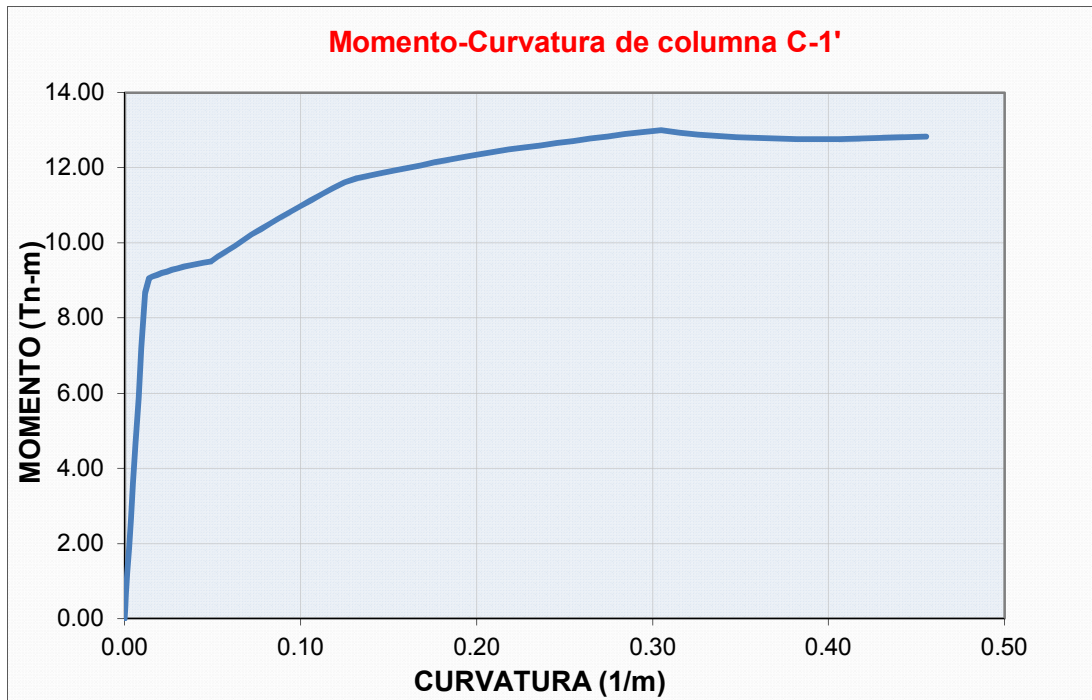
COLUMNA C-1'

4Ø3/4"+4Ø5/8"

□ Ø3/8", 2@0.05, 8@0.10,
 3@0.15, Resto@0.20



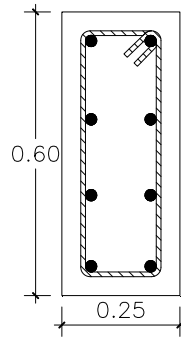
Punto	Momento (Tn-m)	Curvatura	Lp	Giro (rad)	M/My
A	0.00	0.000	0.150	0.000	0.000
B	8.73	0.012	0.150	0.002	1.000
C	12.83	0.455	0.150	0.068	1.469
D	5.13	0.455	0.150	0.068	0.588
E	5.13	0.501	0.150	0.075	0.588



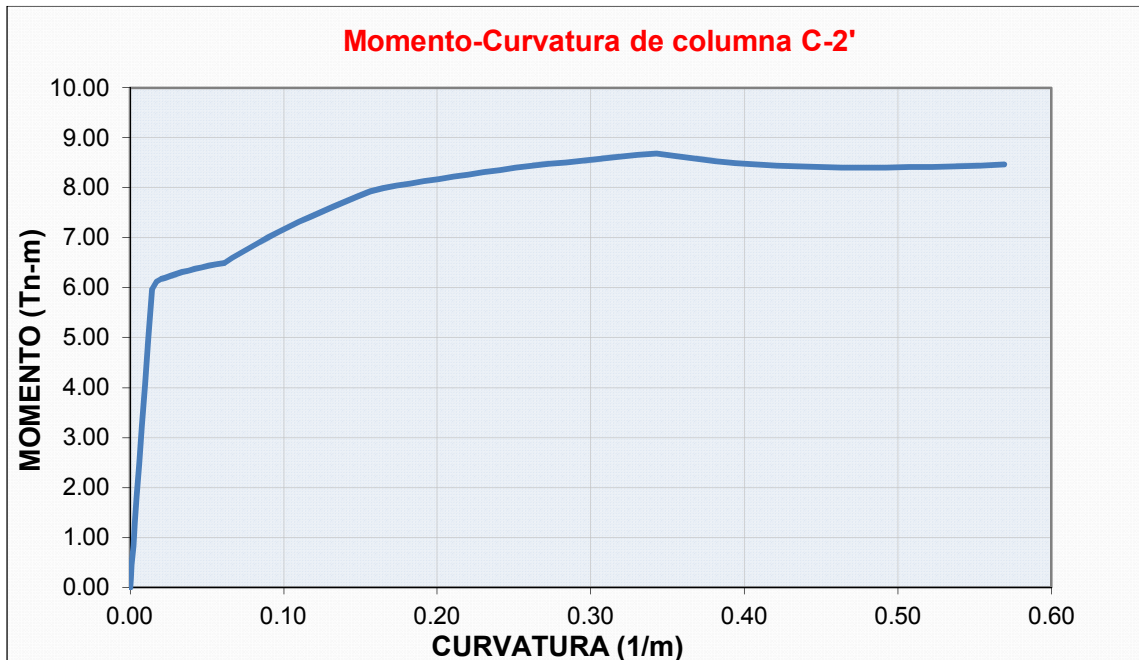
COLUMNA C-2'

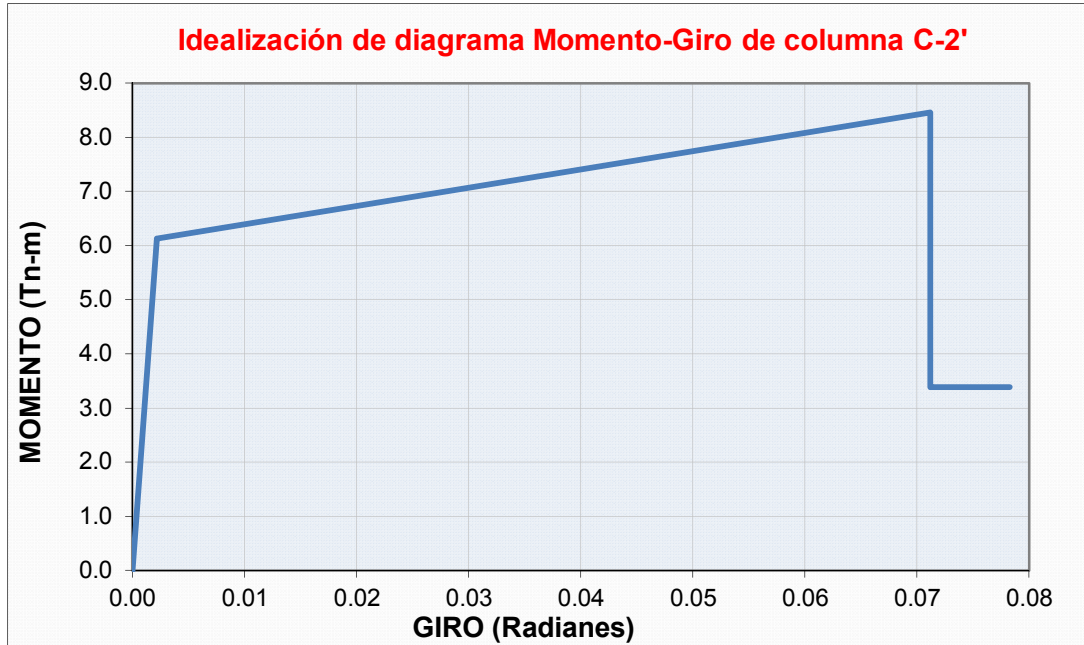
8Ø5/8"

□ Ø3/8", 2@0.05, 8@0.10,
 3@0.15, Resto@0.20



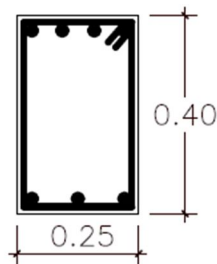
Punto	Momento (Tn-m)	Curvatura	Lp	Giro (rad)	M/My
A	0.00	0.000	0.125	0.000	0.000
B	6.13	0.017	0.125	0.002	1.000
C	8.46	0.569	0.125	0.071	1.381
D	3.39	0.569	0.125	0.071	0.553
E	3.39	0.626	0.125	0.078	0.553





MÓDULO II

VIGA V-1

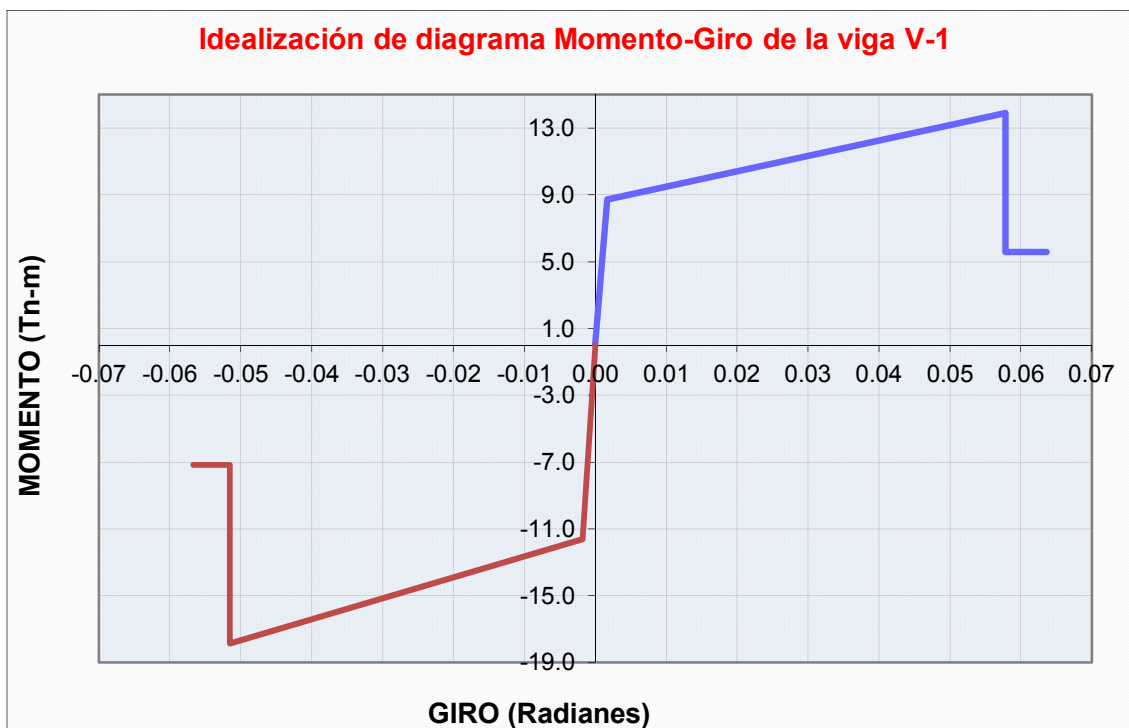
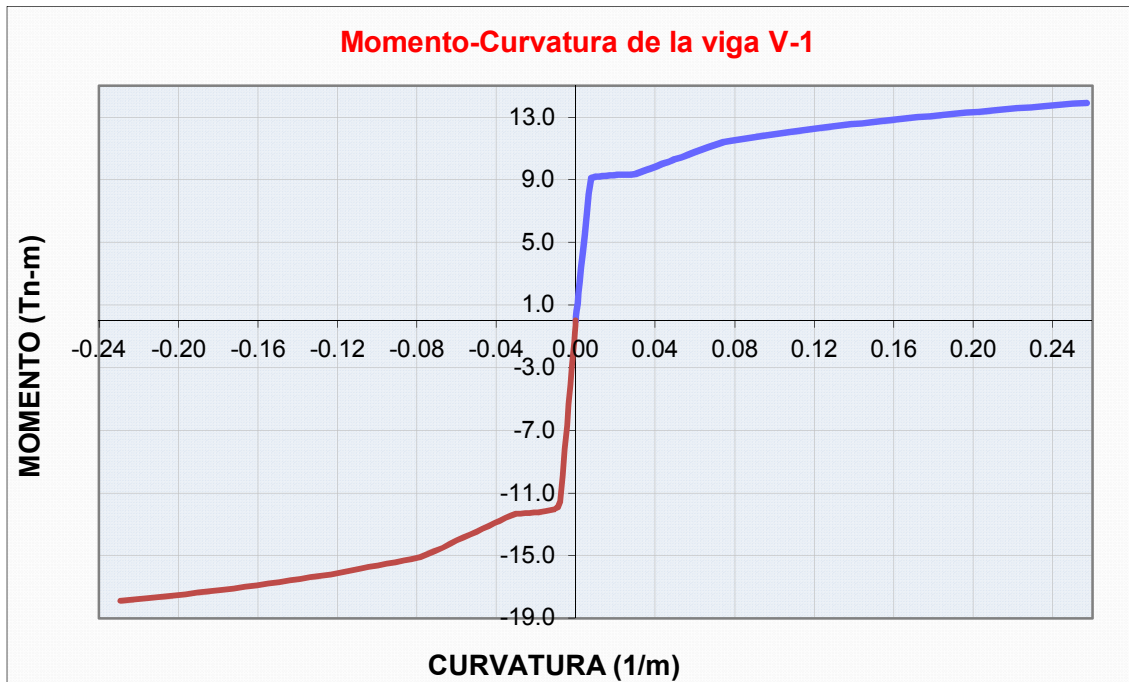


V-1

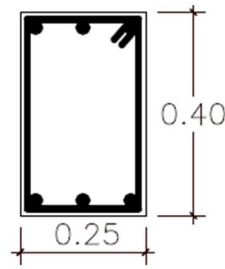
7Ø 5/8"

□ Ø3/8", 1@ 0.05, 5@ 0.10, 3@0.15
 RESTO @0.25 c/E

Punto	Momento (Tn-m)	Curvatura	Lp	Giro (rad)	M/My
(-) E	-7.150	-0.252	0.225	-0.0567	-0.6151
(-) D	-7.150	-0.229	0.225	-0.0516	-0.6151
(-) C	-17.876	-0.229	0.225	-0.0516	-1.5378
(-) B	-11.624	-0.008	0.225	-0.0018	-1.0000
A	0.000	0.000	0.225	0.0000	0.0000
B	8.728	0.007	0.225	0.0016	1.0000
C	13.921	0.257	0.225	0.0579	1.5949
D	5.568	0.257	0.225	0.0579	0.6380
E	5.568	0.283	0.225	0.0637	0.6380



VIGA V-2



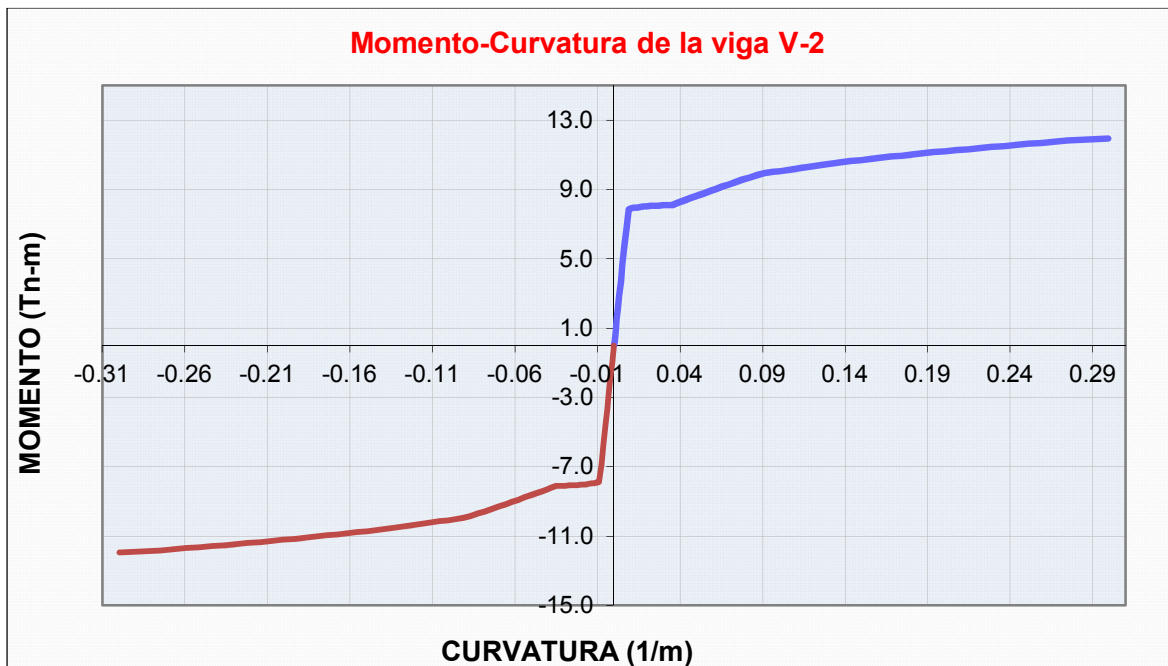
V-2

6Ø 5/8"

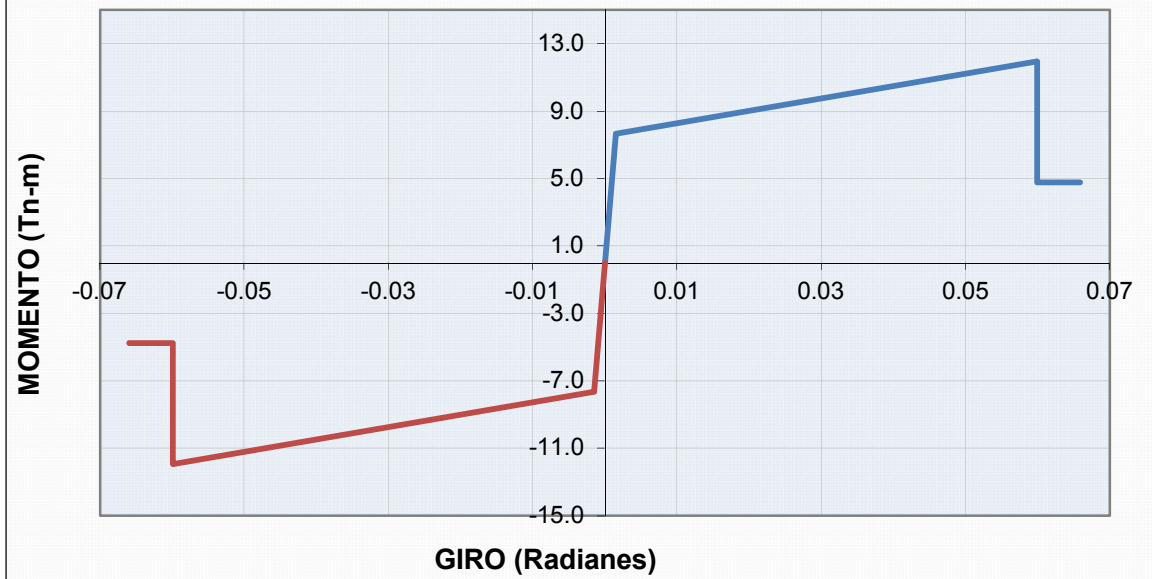
□ Ø3/8", 1@0.05, 8@0.10

RESTO @0.25 C/E

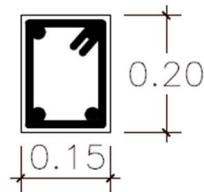
Punto	Momento (Tn-m)	Curvatura	Lp	Giro (rad)	M/My
(-) E	-4.778	-0.329	0.200	-0.0659	-0.6254
(-) D	-4.778	-0.300	0.200	-0.0599	-0.6254
(-) C	-11.944	-0.300	0.200	-0.0599	-1.5636
(-) B	-7.639	-0.008	0.200	-0.0015	-1.0000
A	0.000	0.000	0.200	0.0000	0.0000
B	7.639	0.008	0.200	0.0015	1.0000
C	11.944	0.300	0.200	0.0599	1.5636
D	4.778	0.300	0.200	0.0599	0.6254
E	4.778	0.329	0.200	0.0659	0.6254



Idealización de diagrama Momento-Giro de la viga V-2



VIGA V-3



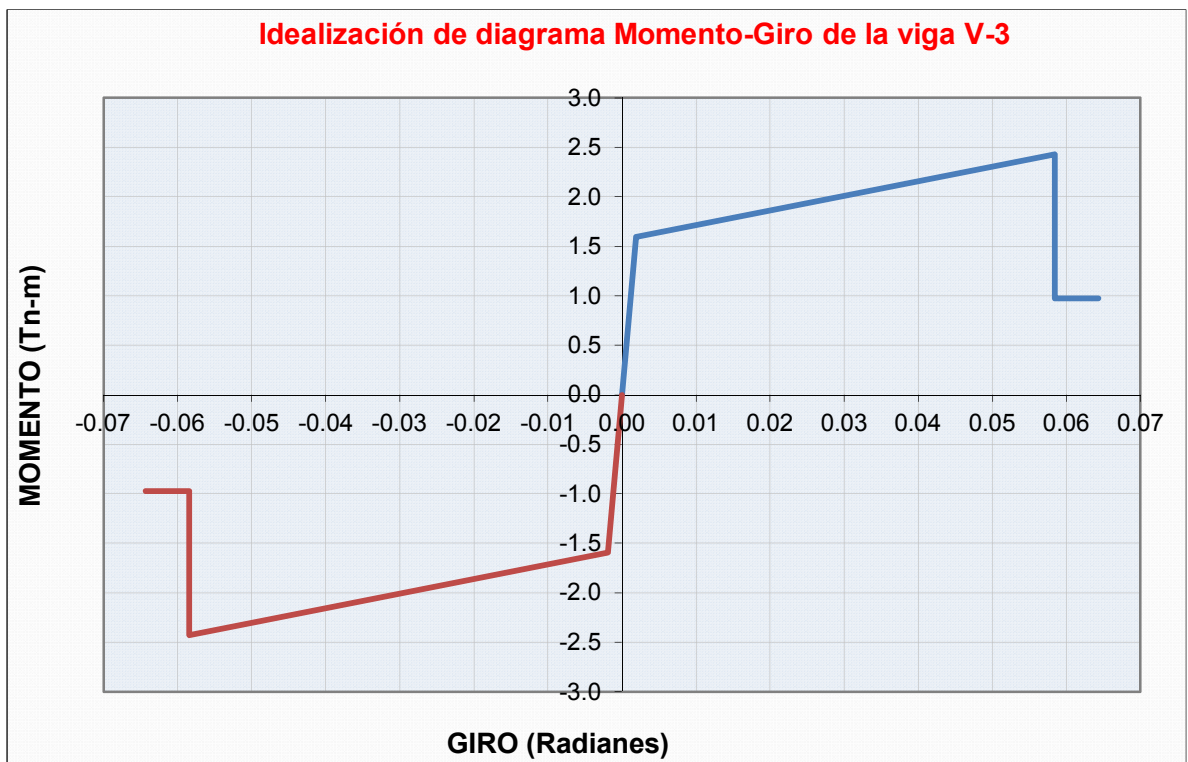
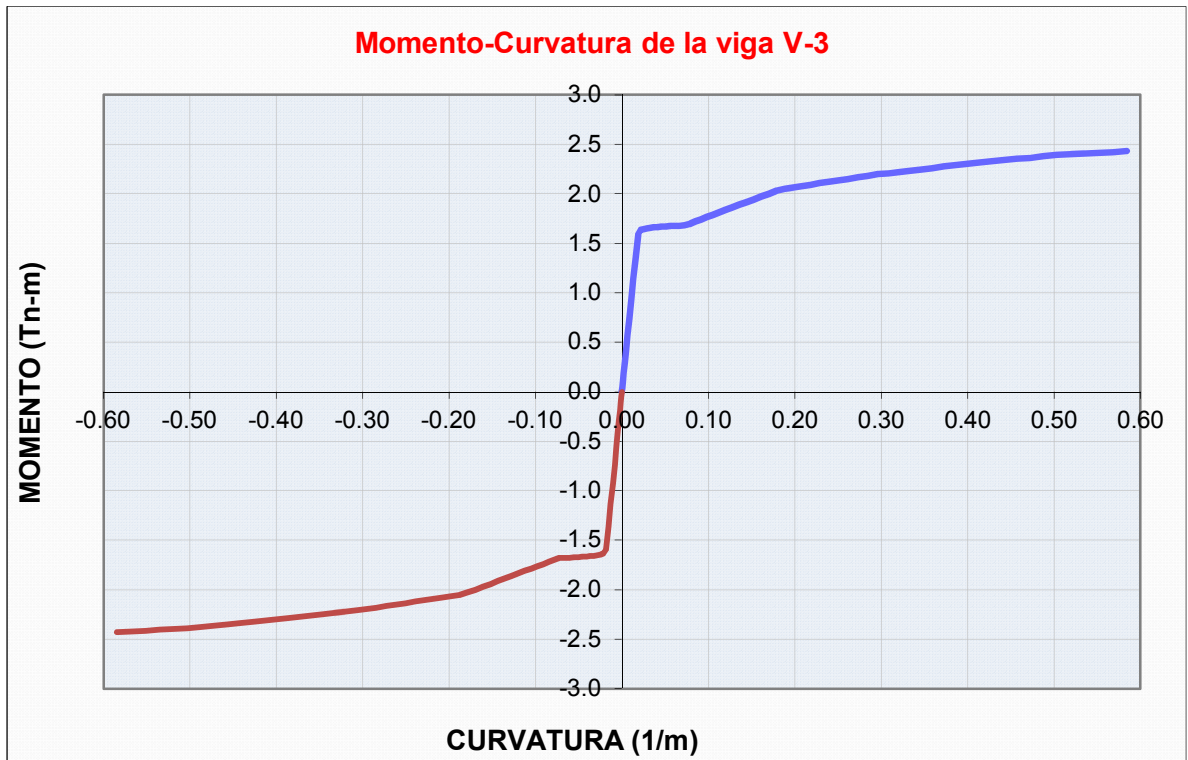
V-3

4Ø 1/2"

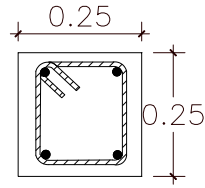
□ Ø1/4", 1@0.05, 4@ 0.10

RESTO @0.25 c/E

Punto	Momento (Tn-m)	Curvatura	Lp	Giro (rad)	M/My
(-) E	-0.97	-0.64	0.10	-0.0643	-0.61
(-) D	-0.97	-0.58	0.10	-0.0584	-0.61
(-) C	-2.43	-0.58	0.10	-0.0584	-1.53
(-) B	-1.59	-0.02	0.10	-0.0019	-1.00
A	0.00	0.00	0.10	0.0000	0.00
B	1.59	0.02	0.10	0.0019	1.00
C	2.43	0.58	0.10	0.0584	1.53
D	0.97	0.58	0.10	0.0584	0.61
E	0.97	0.64	0.10	0.0643	0.61



COLUMNA C-1

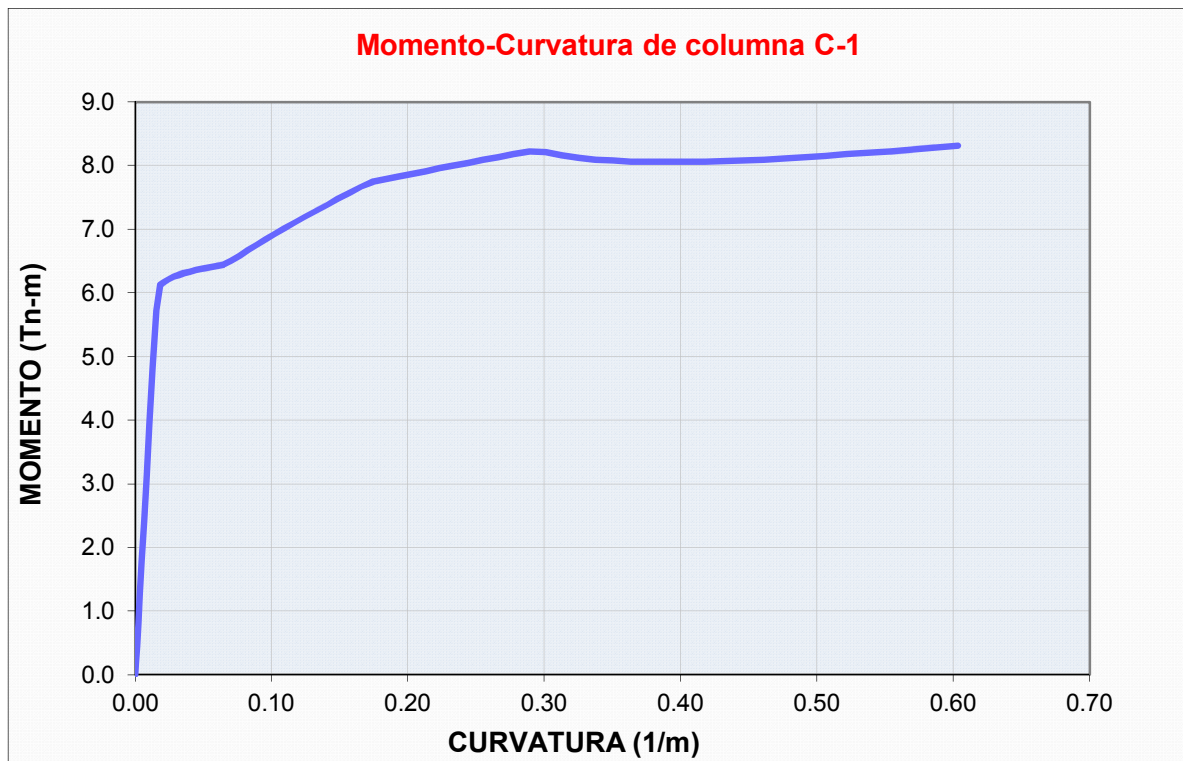


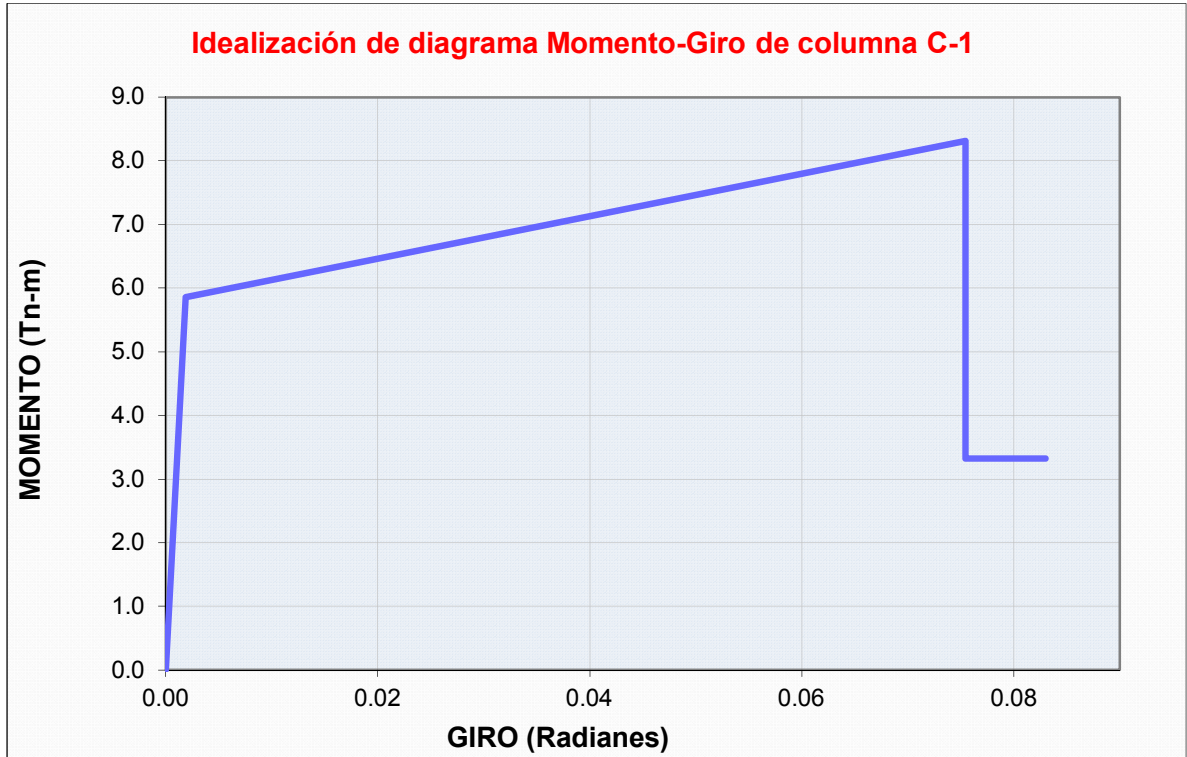
C - 1

4 Ø 1/2"

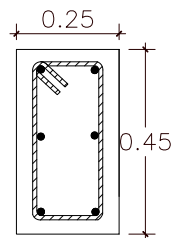
□ Ø1/4", 2@0.05, 8@0.10,
 3@0.15, Resto@0.20

Punto	Momento (Tn-m)	Curvatura	Lp	Giro (rad)	M/My
A	0.000	0.000	0.125	0.000	0.000
B	5.860	0.015	0.125	0.002	1.000
C	8.312	0.603	0.125	0.075	1.418
D	3.325	0.603	0.125	0.075	0.567
E	3.325	0.664	0.125	0.083	0.567





COLUMNA C-2

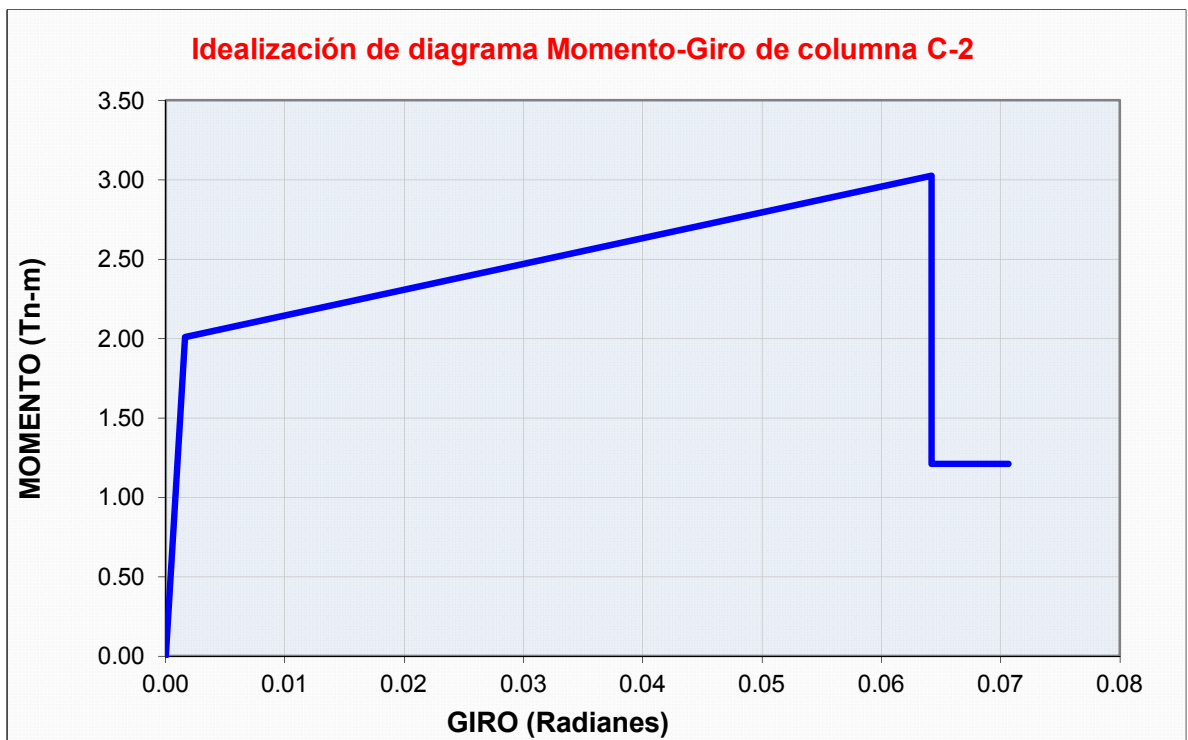
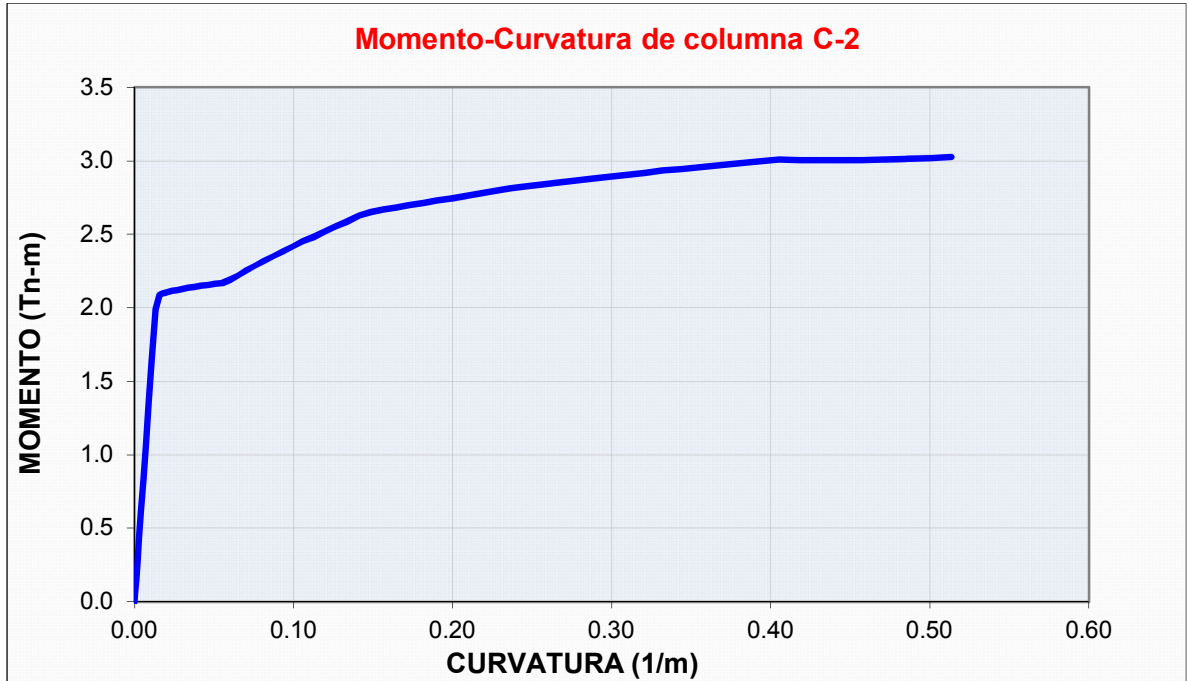


C - 2

6 Ø 3/4"

□ Ø3/8", 2@0.05, 8@0.10,
 3@0.15, Resto@0.20

Punto	Momento (Tn-m)	Curvatura	Lp	Giro (rad)	M/My
A	0.00	0.000	0.125	0.000	0.000
B	2.01	0.013	0.125	0.002	1.000
C	3.03	0.514	0.125	0.064	1.506
D	1.21	0.514	0.125	0.064	0.602
E	1.21	0.565	0.125	0.071	0.602



ANEXO N°3

DISEÑO DEL REFORZAMIENTO ADOPTADO

A. Diseño del muro estructural

Se cuenta con los datos siguientes de las características del material, la geometría del elemento, así como la carga que soporta el mismo.

Geometría del elemento

Altura del elemento	:	$h = 7 \text{ m}$
Longitud horizontal del elemento	:	$L_w = 1.45 \text{ m}$
Ancho del elemento	:	$e = 0.45 \text{ m}$

Características del material

Resistencia del concreto	:	$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo del acero	:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Cargas a soportar

Fuerza Cortante	:	17.81 Tn
Carga Axial	:	65.69 Tn
Momento	:	73.08 Tn.m

Cálculo

Verificación de necesidad de elementos de confinamiento

Debe disponerse necesariamente de elementos de confinamiento si el esfuerzo máximo de compresión en la fibra extrema es mayor de $0.2 f_c$.

$$A_g = 145 \times 45 = 6525 \text{ cm}^2$$

$$I = 45 \times 145^3 / 12 = 11432343.8 \text{ cm}^4$$

$$f'c = \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u \cdot \frac{L_w}{2}}{I_g} = \frac{65.69 \times 10^3}{6525} + \frac{73.08 \times 10^5 \times \frac{145}{2}}{11432343.8} = 56.41 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'c = 56.41 \text{ kg/cm}^2 > 0.2 f'c = 0.2 \times 210 = 42 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto, necesita elementos de confinamiento.

- Determinación de los refuerzos del muro y columna de confinamiento

a) Muro

1. Determinación de los requerimientos de refuerzo mínimo longitudinal y transversal en el muro:

- a. Verificar si se requiere refuerzo en dos capas:

Se necesita refuerzo en dos capas si:

- Si la fuerza cortante en el muro excede a:

$$V_u > 0.53\sqrt{f'c} A_{cv}$$

$$V_u = 17.67 < 0.53 \times \sqrt{210} \times (1.45 \times 0.45) = 50.12 \text{ Tn}$$

No necesita refuerzo en dos capas.

- O Si $h \geq 25 \text{ cm}$

$h = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ Sí necesita refuerzo en dos capas.

- b. Refuerzo longitudinal y transversal requerido en el muro.

Requerimiento mínimo de cuantía.

$$\rho_v = \frac{A_{sv}}{A_{cv}} = \rho_n \geq 0.0025$$

Área de concreto por cada metro de muro:

$$A_{cv}/m = (100) (45) = 4500 \text{ cm}^2/m$$

El área de acero en cada dirección por metro de muro

$$\rho \times A_{cv} = 0.0025 \times 4500 = 11.25 \text{ cm}^2/m$$

$$\text{Usando } \phi \text{ 5/8"} \rightarrow A_s = 2 \times 1.98 = 3.96 \text{ cm}^2$$

Entonces "s" requerido:

$$\text{"s" requerido} = \frac{A_s}{A_{s/m}} = \frac{3.96 \text{ cm}^2}{11.25 \text{ cm}^2/m} = 0.35 \text{ m} < 0.45$$

Es CONFORME.

Se considera $\phi \text{ 5/8"} @ 0.35$ en 2 capas para el refuerzo vertical.

2. Determinación del requerimiento de refuerzo mínimo por cortante

Como $V_n = 17.81 \text{ Tn}$ es menor que $V_c = 50.12 \text{ Tn}$, entonces se tomará en forma conservadora $\phi = 0.6$ para ver si cumple:

$$\frac{\phi V_c}{2} < V_u \leq \phi V_c \rightarrow 15.03 < 17.81 < 30.07$$

Entonces:

- La cuantía mínima del refuerzo horizontal será 0.0025
- El espaciamiento del acero será menor que:

$$s < L_w / 5 = 145 / 5 = 29 \text{ cm}$$

$$s < 3h = 3 \times 45 = 135 \text{ cm}$$

$$s < 45 \text{ cm}$$

Se usa: $s = 25 \text{ cm}$

$$\text{Usando } \phi \text{ 5/8"} \rightarrow A_s = 2 \times 1.98 = 3.96 \text{ cm}^2$$

Considerar ϕ 5/8" @ 0.25 en 2 capas para el refuerzo horizontal.

b) Columna de confinamiento

1. Verificar si los elementos de confinamiento actuando como columna corta toman las cargas verticales debido a cargas de gravedad y de sismo.

$$P_u = 95.85 \text{ Tn}$$

$$b \times h = 30 \times 45 = 1350 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 4 \phi 3/4" = 4 \times 2.87 = 11.48 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times h} = \frac{11.48}{30 \times 45} = 0.0085$$

$$(\rho = 0.0085) < (\rho_{\text{mín}} = 0.01)$$

- Con el mínimo se requiere:

$$0.01 = \frac{A_{st}}{30 \times 45} \rightarrow A_{st} = 13.5 \text{ cm}^2$$

Se considera entonces $6 \phi 3/4" = 17.22 \text{ cm}^2$

$$P_{n \text{ máx}} = 0.8 (0.85 f'c (A_g - A_{st}) + A_{st} \times f_y)$$

Columnas estribadas

$$P_{u \text{ máx}} = \phi P_{n \text{ máx}} = 0.7 P_{n \text{ máx}}$$

$$P_{u \text{ máx}} = 0.7 (0.8) (0.85 \times 0.21 (30 \times 45) + 17.22 \times 4.2)$$

$$P_{u \text{ máx}} = 173.73 \text{ Tn}$$

$$\text{Entonces } P_u < P_{u \text{ máx}}$$

Es CONFORME.

2. Determinar los requerimientos de refuerzo transversal por confinamiento

- En la longitud menor

$$s \leq \frac{t_{\text{menor}}}{4} = \frac{30}{4} = 7.5 \text{ cm}$$

Se considera estribos de ϕ 1/2" @ 0.05

$$h_c = 45 - (2 \times 4 + 1.27) = 35.73 \text{ cm}$$

$$A_{\text{sh}} \geq \begin{cases} 0.3 \times 5 \times 35.73 \times \left(\frac{30 \times 45}{814} - 1 \right) \times \frac{210}{4200} = 1.765 \text{ cm}^2 \\ 0.09 \times 5 \times 35.73 \times \frac{210}{4200} = 0.804 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Usando } 2 \phi \text{ 1/2" } \rightarrow 2 \times 1.27 = 2.54 \text{ cm}^2 > 1.765 \text{ cm}^2$$

Es CONFORME.

- En la longitud mayor

$$h_c = 30 - (2 \times 4 + 1.27) = 20.73 \text{ cm}$$

$$A_{\text{sh}} \geq \begin{cases} 0.3 \times 5 \times 20.73 \times \left(\frac{30 \times 45}{814} - 1 \right) \times \frac{210}{4200} = 1.024 \text{ cm}^2 \\ 0.09 \times 5 \times 20.73 \times \frac{210}{4200} = 0.47 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Usando } 1 \phi \text{ 1/2" } \rightarrow 1 \times 1.27 = 1.27 \text{ cm}^2 > 1.024 \text{ cm}^2$$

Es CONFORME.

B. Diseño de la zapata del muro

Las características del material a emplear para la zapata son las siguientes:

Resistencia del concreto : $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo del acero : $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Cargas de gravedad actuantes obtenidas del análisis en ETABS 2016

Carga muerta P_D : 35.92 Tn

Carga viva P_L : 9.04 Tn

Momento actuante debido a sismo en la dirección X

Momento M_x : 73.08 Tn.m

Resistencia admisible del terreno

$\sigma_s = 1.50 \text{ kg/cm}^2$

Ha sido obtenido de los parámetros de diseño sísmico según EMS de los planos del MÓDULO 1.

1. Dimensionamiento de la zapata

La zapata analizada está sometida a la acción de momentos flectores debido al sismo en X y parte del refuerzo de la placa que sostiene podría estar en tensión. Por lo tanto, el peralte de la zapata debe ser mayor que la longitud de anclaje de las varillas tanto en tensión como en compresión. Debido a que el acero longitudinal de las placas se anclará mediante ganchos, la longitud del anclaje en compresión pasará a ser

determinante. Por lo tanto el peralte de la zapata debe ser mayor que la longitud de anclaje en compresión.

La longitud básica de anclaje a compresión es:

$$l_{dc} = 0.008 d_b \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

Y deberá cumplirse:

$$l_{dc} \geq 0.004 d_b f_y$$

∴

$$l_{dc} = 0.008 \times 1.91 \frac{4200}{\sqrt{210}} = 44.29 \text{ cm}$$

$$l_{dc} = 44.29 \geq 0.004 \times 1.91 \times 4200 = 32.09 \text{ cm}$$

Por lo anterior, se considerará un peralte de 55 cm = 45 cm + 10 cm (recubrimiento + acero de parrilla de zapata).

Debido a que no se cuenta con las demás características del terreno, como peso específico y sobrecarga, se adoptará una capacidad portante neta de:

$$\sigma_{sn} = 0.9 \sigma_s$$

$$\sigma_{sn} = 1.35 \text{ kg/cm}^2$$

El área requerida de la zapata para que la reacción del terreno no sobrepase la capacidad del suelo debido a cargas de servicio es:

$$A_z = \frac{\text{Cargas gravitatorias sin amplificar}}{\sigma_{sn}}$$

$$A_z = \frac{35920 + 9040}{1.35} = 33,303.70 \text{ cm}^2 = S \times T$$

El momento en la base es grande en comparación con la carga vertical actuante, ya que estas 4 placas de refuerzo toman prácticamente el 100% del cortante, debido a esto se requerirá una cimentación importante a diferencia de la cimentación solicitada sólo por cargas de gravedad.

$$\sigma_{sn} = \frac{P}{A} + \frac{M_x C_x}{I_x} \quad \text{donde: } C_x = \frac{T}{2}$$

El predimensionamiento se realiza mediante tanteos, si se asume un T=4.2m, la otra dimensión se determina mediante:

$$\sigma_{sn} S = \frac{(35920 + 9040)}{420} + \frac{73.08 \times 10^5 \times (\frac{420}{2})}{\frac{1}{12} \times 420^3} = 355.62 \text{ cm}$$

$$S = 263.42 \text{ cm}$$

Se tomará una sección ligeramente menor a la calculada con T=4.20m y S=2.40 m, se comprobará si esta sección cumple con los requerimientos por flexión y punzonamiento:

Reacción amplificada del suelo:

$$\sigma_{sn} = \frac{(35920 + 9040)}{420 \times 240} + \frac{73.08 \times 10^5 \times (\frac{420}{2})}{\frac{1}{12} \times 240 \times 420^3}$$

$$\sigma_{sn} = 1.48 \text{ kg/cm}^2$$

La reacción amplificada última del suelo es:

$$\sigma_{snu} = \frac{(1.2 \times 35920 + 1.6 \times 9040)}{35920 + 9040} \sigma_{sn} = 1.28 \sigma_{sn}$$

2. Verificación por corte: Por flexión, $d=45\text{cm}$

$$V_u = 1.28 \times 92.5 \times (1.48) \times 240$$

$$V_u = 42,055.68 \text{ kg}$$

La resistencia del concreto al corte por flexión es:

$$V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_c = 0.75 \times 0.53 \sqrt{210} \times 240 \times 45 = 62,211.48 \text{ kg} > V_u$$

Es CONFORME.

En la otra dirección:

$$V_u = 1.28 \times 52.5 \times (1.48) \times 420$$

$$V_u = 41,771.52 \text{ kg}$$

$$V_c = 0.75 \times 0.53 \sqrt{210} \times 420 \times 45 = 108,870.09 \text{ kg} > V_u$$

Es CONFORME.

Por punzonamiento: La sección crítica se ubica a $d/2$ de la cara de la columna, entonces la cortante aplicada es:

$$V_u = 1.28 \times 1.48 \times 420 / 2 \times 240 - 1.48 \times 190 / 2 \times 90$$

$$V_u = 79,400.65 \text{ kg}$$

La resistencia del concreto al corte por punzonamiento es:

$$b_0 = 2m + 2n \quad ; m \text{ y } n \text{ son los lados de la sección crítica}$$

$$b_0 = 2 \times 190 + 2 \times 90$$

$$b_0 = 560 \text{ cm}$$

$$\beta_c = \frac{D_{mayor}}{D_{menor}}$$

$$\beta_c = \frac{190}{90} = 2.11 \quad , pero \quad \beta_c \text{ debe ser } \leq 2$$

$$\alpha_s = 40$$

La resistencia del concreto al corte por punzonamiento es igual a la menor determinada a través de las siguientes expresiones:

$$V_c \leq 0.27 \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_0 d = 295,797.98 \text{ kg} > V_u$$

$$V_c \leq 0.27 \left(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_0 d = 385,593.80 \text{ kg} > V_u$$

$$V_c \leq 1.1 \sqrt{f'_c} b_0 d = 301,275.72 \text{ kg} > V_u$$

Es CONFORME.

3. Refuerzo longitudinal por flexión:

El momento en la cara de la columna es:

$$M_u = 1.28x(1.48x137.5^2/3 + 1.48x137.5^2/6)x240$$

$$M_u = 4,304,426.08 \text{ kg.cm}$$

$$R_u = \frac{4,304,426.08}{240x45^2} = 8.86$$

Ingresando con estos datos a las tablas correspondientes, se tiene:

$$\rho = 0.25\%$$

$$A_s = 0.25/100x240x45 = 27 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.0018x240x55 = 23.76 \text{ cm}^2 < A_s$$

∴ Colocar 14 varillas ϕ 5/8" @ 20 cm

El espaciamiento máximo será:

$$S_{m\acute{a}x} = 45cm > 20cm$$

$$S_{m\acute{a}x} = 3h = 3 \times 55cm = 165cm > 20cm$$

En la otra direcci3n:

$$M_u = 1.28 \times 1.48 \times 420 / 2 \times 97.5^2 / 2$$

$$M_u = 1,893,769.61 \text{ kg. cm}$$

$$R_u = \frac{1,893,769.61}{420 \times 45^2}$$

$$R_u = 2.23$$

Ingresando con estos datos a las tablas correspondientes, se tiene:

$$\rho = 0.07\%$$

$$A_s = 0.07 / 100 \times 420 \times 45 = 13.23 \text{ cm}^2$$

Pero:

$$A_{s\acute{m}in} = 0.0018 \times 420 \times 55 = 41.58 \text{ cm}^2 > A_s$$

Por lo que se utiliza esta 3ltima cuantía.

∴ Colocar 22 varillas ϕ 5/8" @ 20 cm

ANEXO N°4

PANEL FOTOGRÁFICO



FOTO N° 01
VISTA FRONTAL DEL MÓDULO 1



FOTO N° 02
VISTA LATERAL Y POSTERIOR DEL MÓDULO 1



FOTO N° 03
CORREDOR DEL 2° PISO DEL MÓDULO 1



FOTO N° 04
VISTA FRONTAL DEL MÓDULO 2



FOTO N° 05
VISTA POSTERIOR DEL MÓDULO 2



FOTO N° 06
REALIZANDO MEDIDAS EN LA ZONA POSTERIOR DEL MÓDULO 2



FOTO N° 07
REALIZANDO MEDIDAS EN EL CORREDOR DEL MÓDULO 2



FOTO N° 08
REALIZANDO MEDIDAS EN EL CORREDOR DEL MÓDULO 2



FOTO N° 09
MIDIENDO LA JUNTA SÍSMICA EN EL MÓDULO 2



FOTO N° 10
EQUIPO ESCLERÓMETRICO PARA REALIZAR EN EL ENSAYO DEL MISMO Y DETERMINAR LA RESISTENCIA DE
LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES



FOTO N° 11
DELIMITACIÓN DEL ÁREA DE 15x15cm PARA REALIZAR EL ENSAYO ESCLEROMÉTRICO



FOTO N° 12
RETIRO DEL TARRAJEO EN EL ÁREA DELIMITADA



FOTO N° 13
LIJADO DE LA SUPERFICIE DELIMITADA



FOTO N° 14
DIBUJO DE LA GRILLA DE 10x10 EN CUADRADOS DE 2.5cm



FOTO N° 15
GRILLA DE 10x10 EN CUADRADOS DE 2.5cm



FOTO N° 16
TOMA DEL PRIMER ESCLERÓMETRO A 0° PERPENDICULAR A LA SUPERFICIE, EN COLUMNA



FOTO N° 17
DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA SEGÚN EL ÍNDICE DE GOLPE OBTENIDO Y EL ÁBACO DEL EQUIPO



FOTO N° 18
TOMA DE ENSAYO SOBRE OTRA COLUMNA



FOTO N° 19
TOMA DE ENSAYO ESCLEROMÉTRICO EN VIGAS EN MÓDULO 2

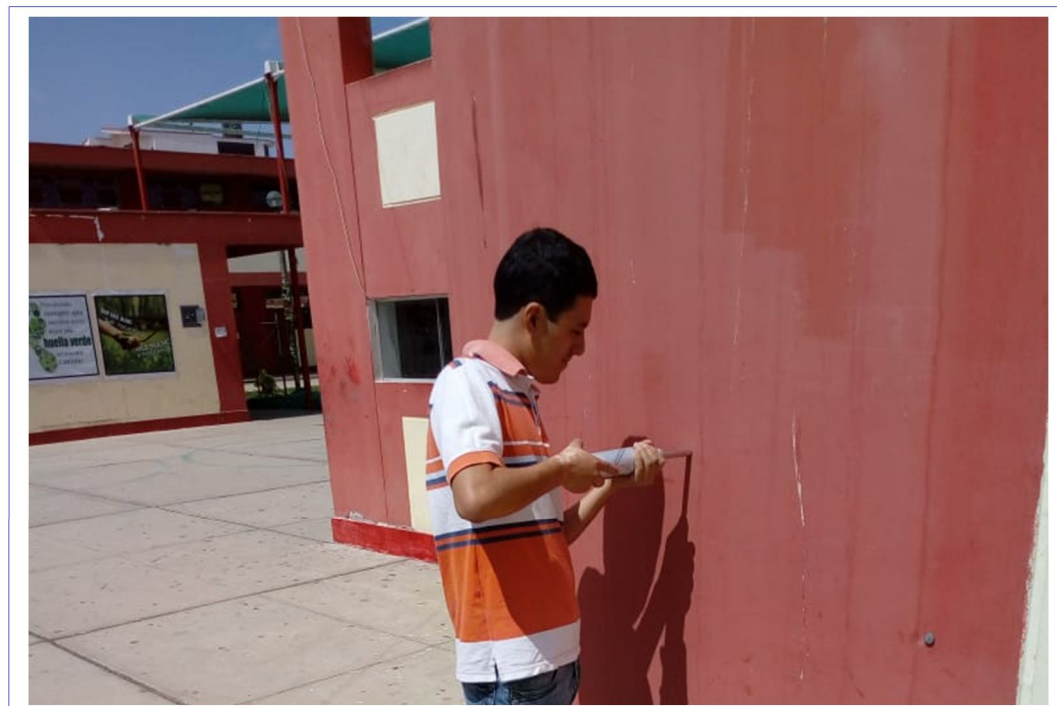


FOTO N° 20
TOMA DE ENSAYO ESCLEROMÉTRICO EN PLACAS EN MÓDULO 1

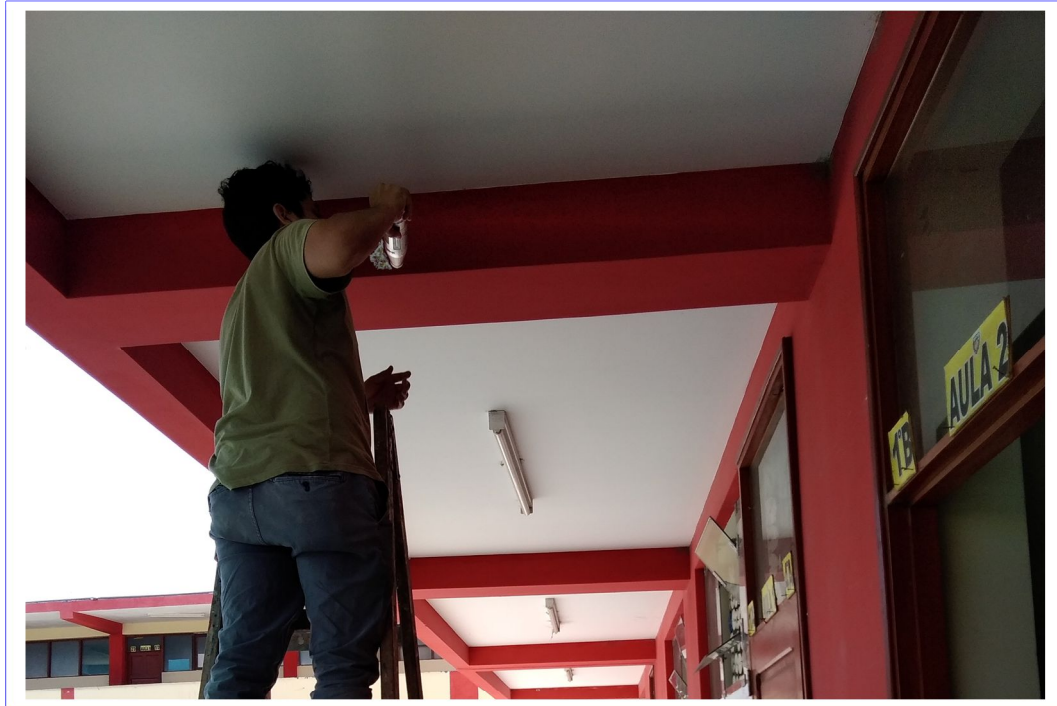
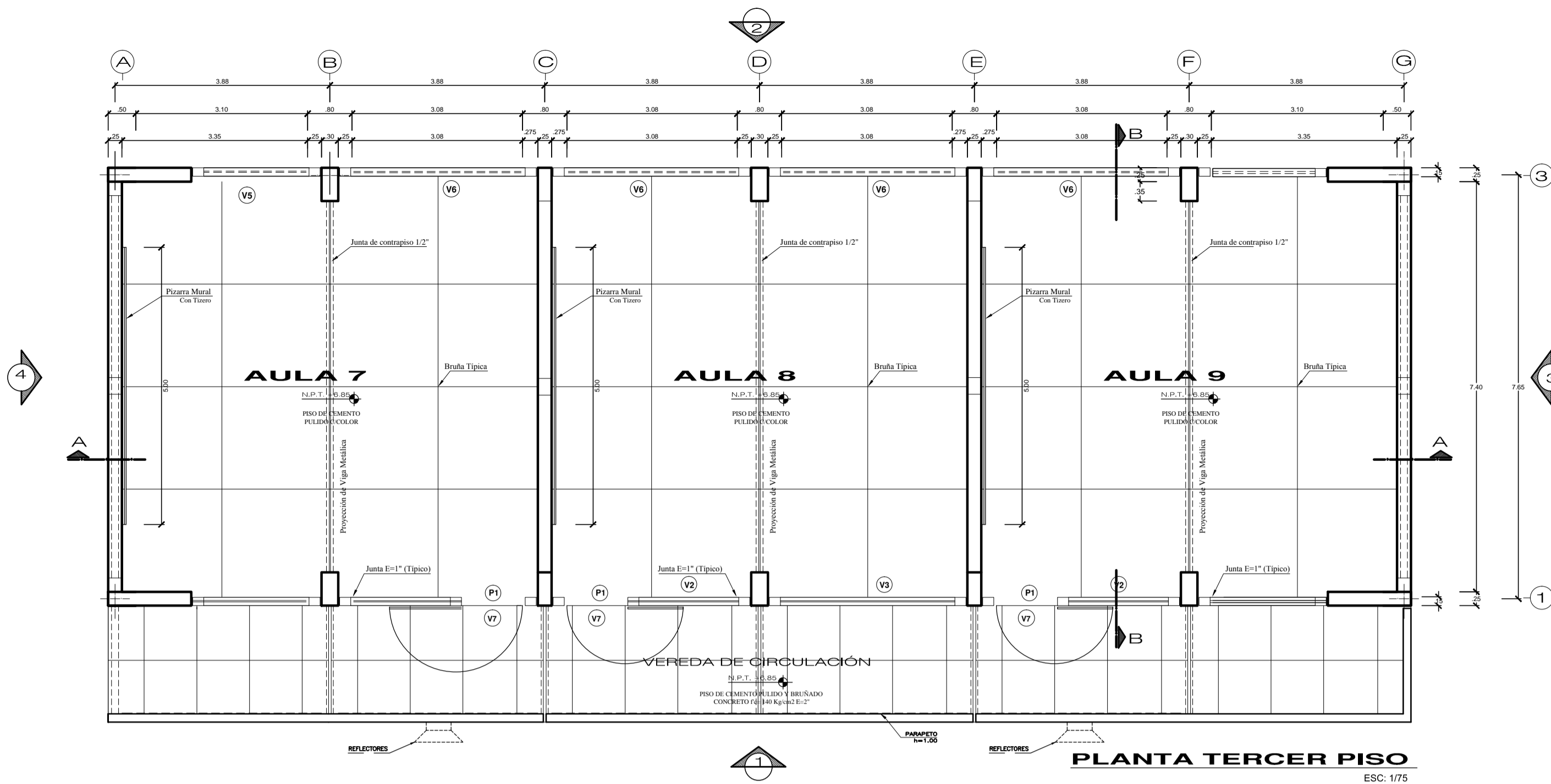


FOTO N° 21
TOMA DE ENSAYO ESCLEROMÉTRICO EN VIGAS EN MÓDULO 1



FOTO N° 22
RESANE DE ÁREAS DONDE SE REALIZARON LOS ENSAYOS

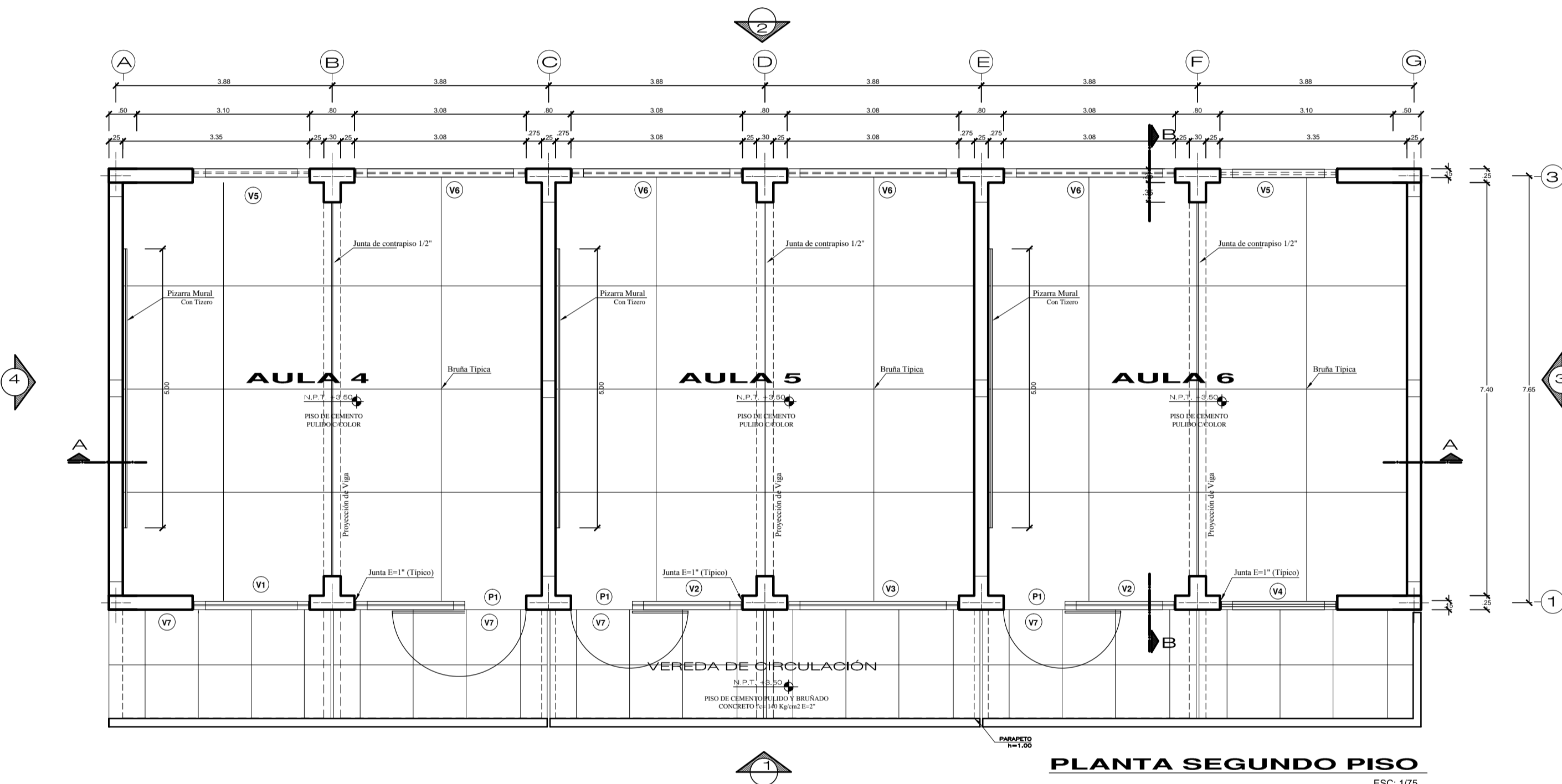


PLANTA TERCER PISO
ESC: 1/75

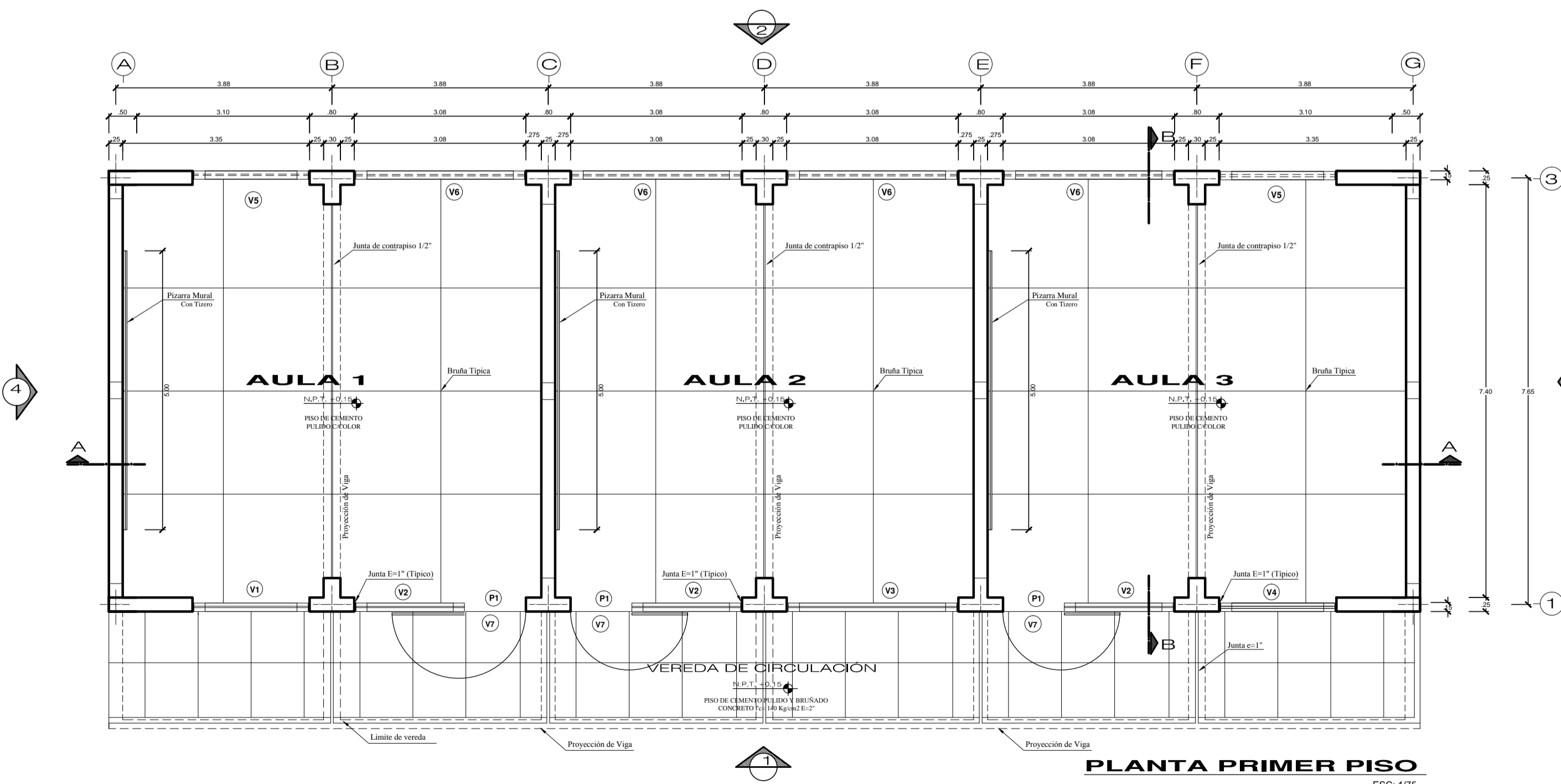
ÁREA TECHADA	
AREA (m ²)	Nº DE PISO
268.03	PRIMERO
268.03	SEGUNDO
268.03	TERCERO
804.09	TOTAL

CUADRO DE VANOS (VENTANAS)				
TIPO	ANCHO	ALTO	ALFEIZER	CANTIDAD
V1	1.70	1.55	1.35	03
V2	1.67	1.55	1.35	09
V3	3.08	1.55	1.35	03
V4	1.78	1.55	1.35	03
V5	1.79	0.50	2.40	06
V6	3.02	0.50	2.40	12
V7	1.10	0.70	2.20	09

CUADRO DE VANOS (PUERTAS)				
TIPO	ANCHO	ALTO	ALFEIZER	CANTIDAD
P1	1.10	2.20	—	09

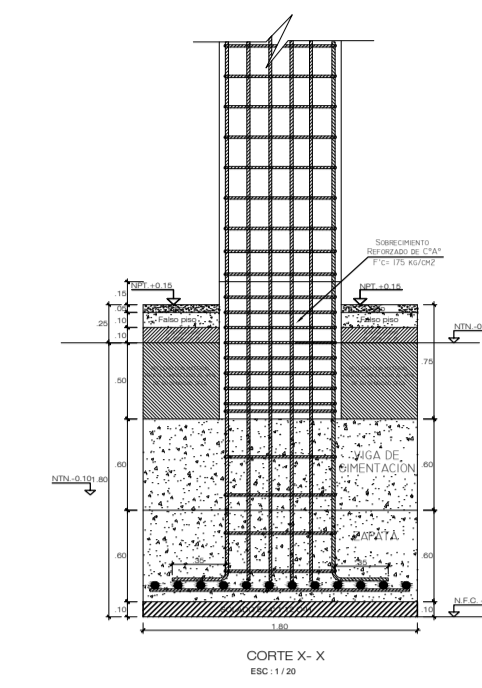
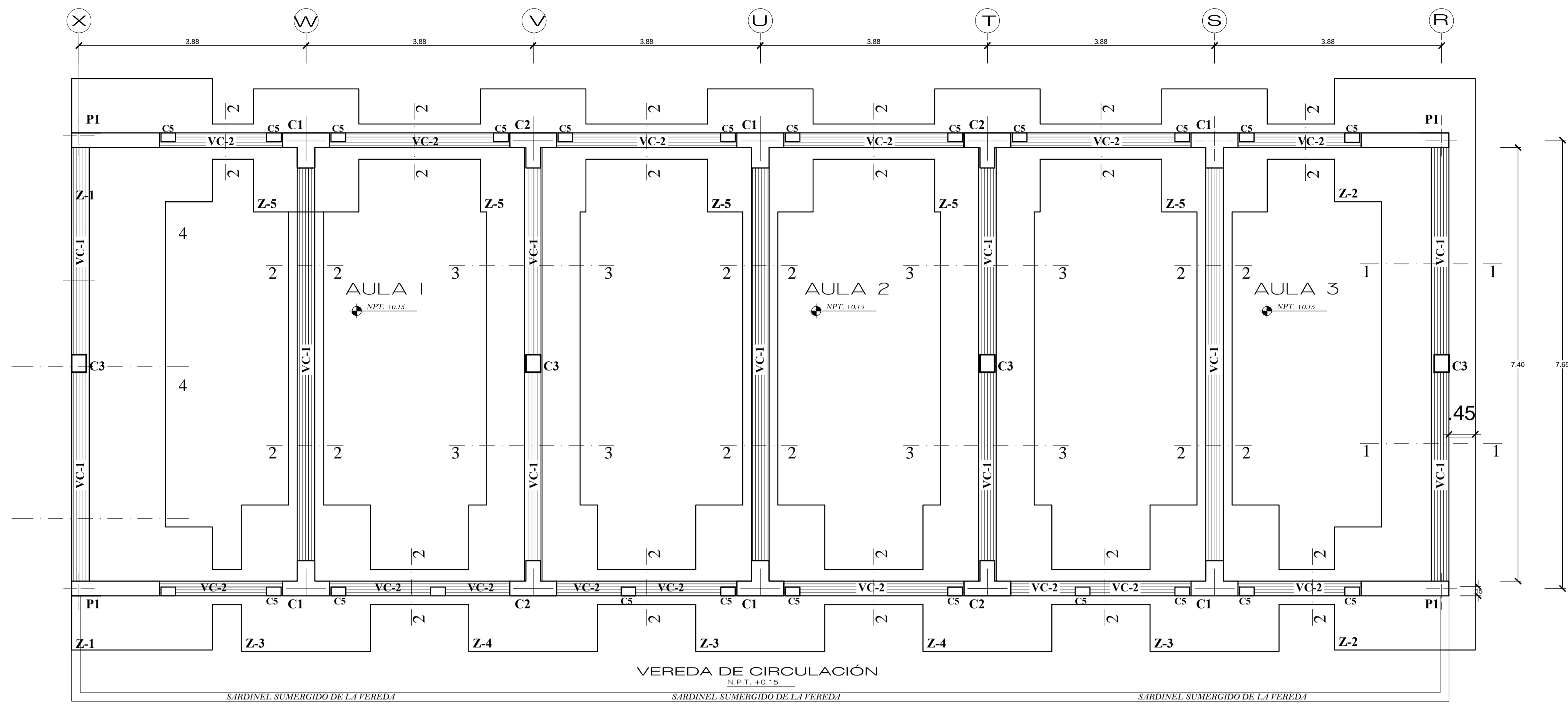


PLANTA SEGUNDO PISO
ESC: 1/75



PLANTA PRIMER PISO
ESC: 1/75

TESIS: COMPARACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL PABELLÓN "C" DE LA I.E. N° 88047 - AUGUSTO SALAZAR BONDY CONSIDERANDO LOS PARÁMETROS INDICADOS EN LA NORMA TÉCNICA E.030 2006 Y LA ACTUALIZADA E.030 2016			Departamento: ANCASH
Plano: ARQUITECTURA - MÓDULO 1 PLANTA			Provincia: SANTA
TESISISTAS: Briceno Prado Oliver Ordoñez García Ruli			Distrito: NUEVO CHIMBOTE
Revision: Ing. Abner León Bobadilla			Lugar: I.E. AUGUSTO SALAZAR BONDY
Fecha: JUNIO 2018 Escala: INDICADA			PLANO: A1-01



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

1.00 CONCRETO
 CONCRETO SIMPLE:
 Cimiento corrido : 1 : 10 + 30% P.G. (máx. 6")
 Falso piso : 1:8 (Cemento + Hormigón) e=4"
 Solado : 1 : 12 C.H e=4"
 CONCRETO ARMADO:
 Elementos de confinamiento : f'c=175 Kg/cm2
 Elementos estructurales : f'c=210 Kg/cm2 (en general)

2.00 ACERO DE REFUERZO
 Hierro corrugado fy=4200 Kg/cm2 (en general)

3.00 RECUBRIMIENTOS
 Zapatas : 7.50 cm
 Columnas y vigas estructurales : 4.00 cm
 Columnas y vigas de confinamiento : 2.00 cm
 Escaleras : 2.00 cm

4.00 TABIQUERIA
 El ladrillo para tabiquería será K-K de Arcilla tipo IV de 18 huecos de 9x13x24cm, con mortero f'm=45 Kg/cm2

6.00 CARGAS
 Aligerado e=0.20 m : 300 Kg/cm2

7.00 SOBRE CARGA
 Centros Educativos : 350 Kg/cm2

8.00 PARAMETROS DE DISEÑO SISMICO
 Z = 0.40 U = 1.50 S = 1.20 C = 2.5 R = 8
 Resistencia del terreno T=1, 50kg/cm2 (VER ESTUDIO DE SUELOS)

9.00 NORMAS
 Normas Técnicas Concreto Armado E-60
 Normas Técnicas Alfarería E-70
 Normas de Diseño Sismorresistente E-030
 A.C.I. 2000

EMPALMES VC

3/8"	0.45 MT
1/2"	0.50 MT
5/8"	0.60 MT

Øb	D(cm)	L(cm)
Ø 1/4"	3	5
Ø 3/8"	4	10
Ø 1/2"	5	15

CUADRO DE ZAPATAS

TIPO	Z-1	Z-2	Z-3	Z-4	Z-5	Z-6	Z-7	Z-8
A x B (cms)	2.40 x 2.10	2.40 x 2.10	2.90x2.60	2.90x2.60	2.40 x 2.10	1.50x5.00	1.50 x 1.50	1.50 x 1.50
Ø5/8" @	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
Ø5/8" @	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
H	60	60	60	60	60	60	60	60
CANT.	02	02	03	02	05	02	01	01

CIMENTACION: (BLOQUE A-01 - AULA 5,6,7 y 8)

CUADRO DE COLUMNAS Esc: 1/20

TIPO	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5	C-6	C-7	C-1'	C-2'
SECCION	VER DETALLE	VER DETALLE	0.25 X 0.30 M.	VER DETALLE	0.15 X 0.25 M.	0.15 X 0.40 M.	0.25 X 0.40 M.	0.30 X 0.60 M.	0.25 X 0.60 M.
REFUERZO	12Ø3/4"	8Ø3/4"+4Ø5/8"	6Ø1/2"	8Ø5/8"+2Ø1/2"	4Ø3/8"	6Ø5/8"	6Ø5/8"	4Ø3/4"+4Ø5/8"	8Ø5/8"
ESTRIBOS	Ø3/8" x 280.05, 880.10, 380.15, Resto=Ø0.20	Ø3/8" x 280.05, 880.10, 380.15, Resto=Ø0.20	Ø1/4" x 280.05, 380.10, 480.15, Resto=Ø0.20	Ø3/8" x Ø0.15	Ø1/4" x 280.05, Rest. 80.15	Ø3/8" x Ø0.15	Ø3/8" x Ø0.20	Ø3/8" x 280.05, 880.10, 380.15, Resto=Ø0.20	Ø3/8" x 280.05, 880.10, 380.15, Resto=Ø0.20
GEOMETRIA 1º, 2º Y 3º NIVEL ESC: 1/25									

CUADRO DE PLACAS

TIPO	PI
SECCION	1.50 X 0.25 M.
REFUERZO	10Ø5/8" + 12 Ø1/2"
ESTRIBOS	Ø3/8" x 280.05, 380.10, 480.15, Resto=Ø0.25
GEOMETRIA	

CUADRO DE VIGAS DE CIMENTACION

TIPO	VC-1	VC-2	VC-3	VC-4
SECCION	0.30 X 0.60 M.	0.25 X 0.60 M.	0.25 X 0.60 M.	0.20 X 0.60 M.
REFUERZO	6Ø3/4" + 2 Ø1/2"	6Ø3/4" + 2 Ø1/2"	6Ø3/4" + 2 Ø1/2"	6Ø3/4" + 2 Ø1/2"
ESTRIBOS	Ø3/8" x 280.05, 280.10, 480.15, Resto=Ø0.25	Ø3/8" x 280.05, 280.10, 480.15, Resto=Ø0.25	Ø3/8" x 280.05, 280.10, 480.15, Resto=Ø0.25	Ø3/8" x 280.05, 280.10, 480.15, Resto=Ø0.25
GEOMETRIA				

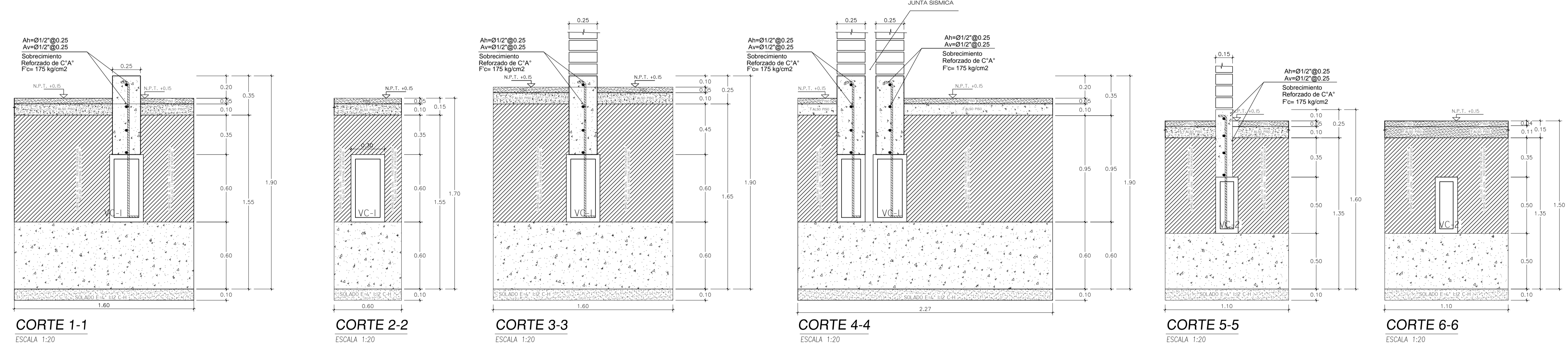
TRASLAPES Y EMPALMES

Ø	LOSAS VIGAS (cm)	LOSAS Y VIGAS
6 mm	30	
3/8"	40	
1/2"	50	
5/8"	60	
3/4"	70	
1"	120	

NO SE PERMITIRAN EMPALMES DEL REFUERZO SUPERIOR (NEGATIVO) EN UNA LONGITUD DE 1/4 DE LUZ DE LA LOSA O VIGA A CADA LADO DE LA COLUMNA O APOYO

LONGITUD DE ANCLAJE

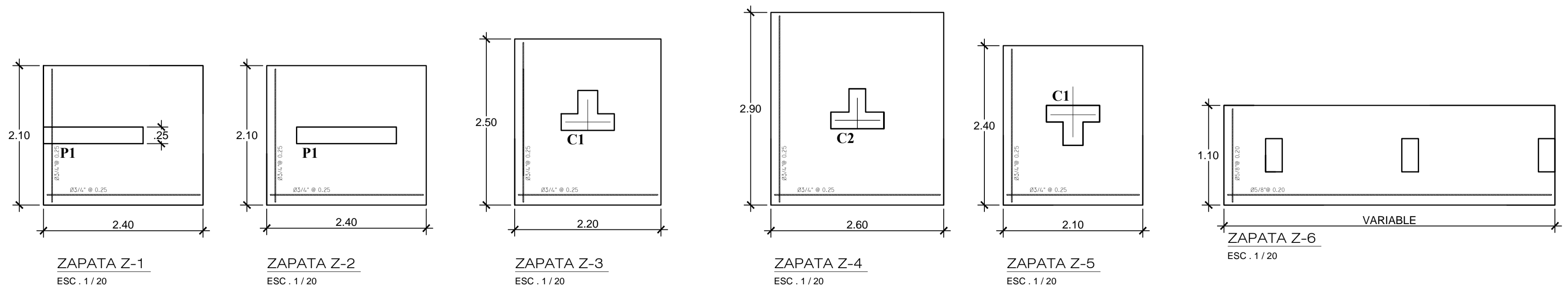
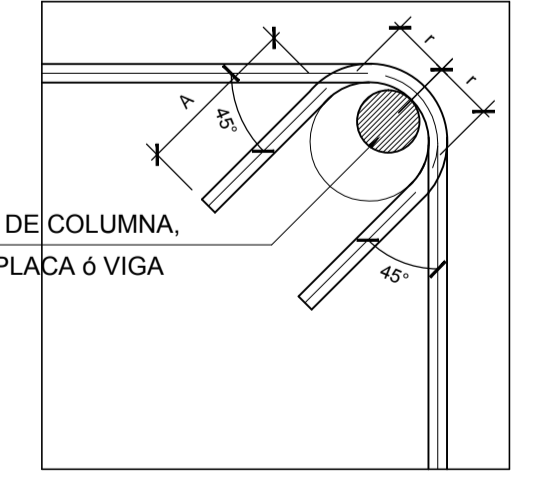
Ø	L (cm)
3/8"	25
1/2"	40
5/8"	40



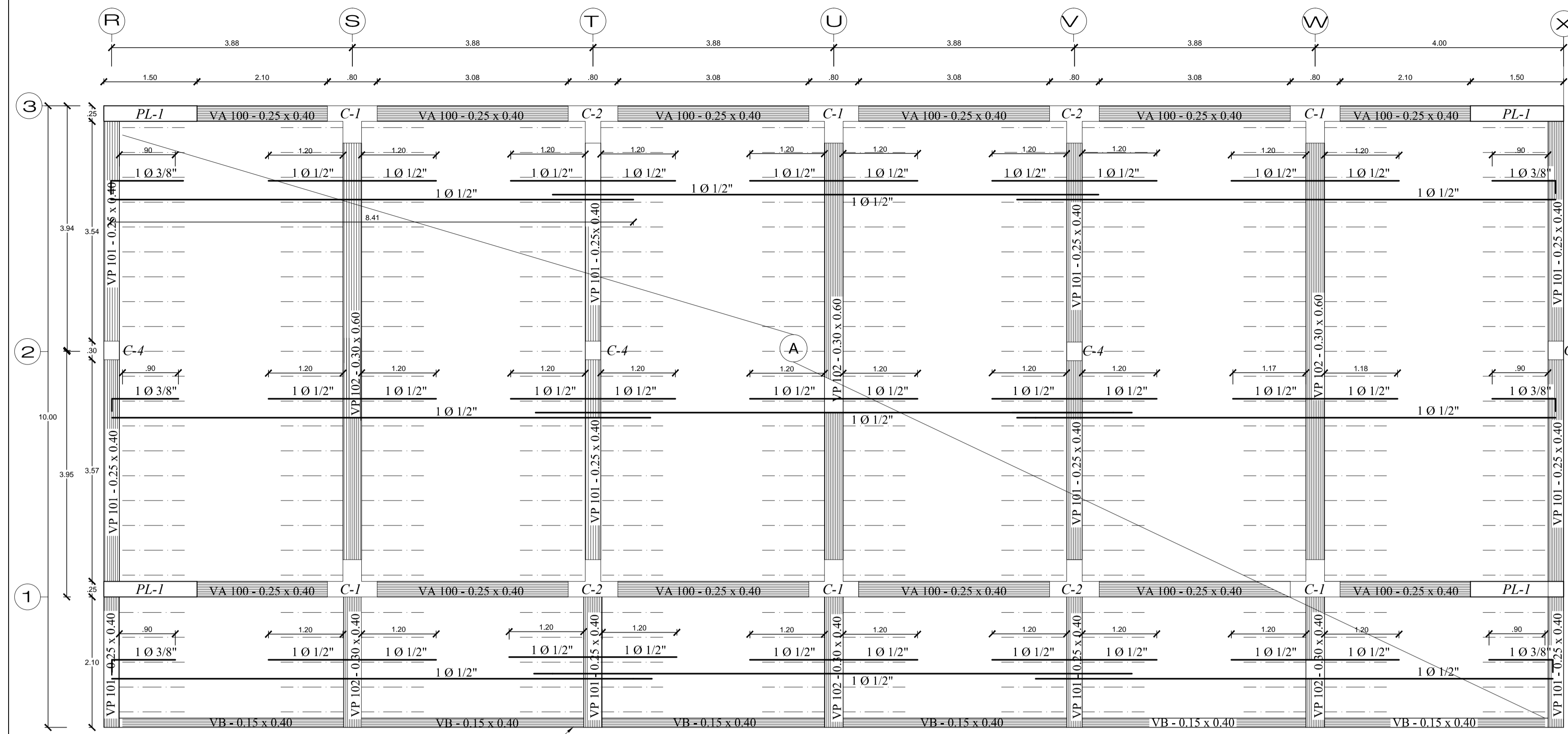
DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS Y VIGAS

RECUBRIMIENTO ESPECIFICADO

Ø	r (cm.)	A (cm.)
1/4"	1.3	6.5
3/8"	2.0	7 a 9
1/2"	2.5	9.0



TESIS: COMPARACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO DEL PABELLÓN "C" DE LA I.E. N° 88047 - AUGUSTO SALAZAR BONDY CONSIDERANDO LOS PARÁMETROS INDICADOS EN LA NORMA TÉCNICA E.030 2006 Y LA ACTUALIZADA E.030 2016
 Departamento: ANCASH
 Provincia: SANTA
 Distrito: NUEVO CHIMBOTE
 Lugar: I.E. AUGUSTO SALAZAR BONDY
 Plano: CIMENTACIÓN - MÓDULO 1
 TESISISTAS: Briceño Prado Oliver, Ordoñez García Ruli
 Revisión: Ing. Abner León Bobadilla
 Fecha: JUNIO 2018
 Escala: INDICADA
 PLANO: E1-01

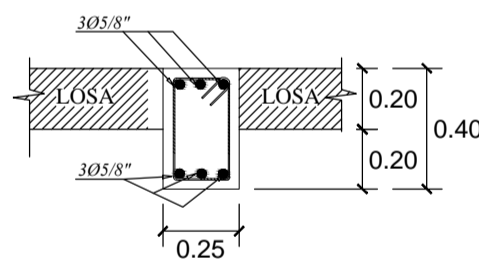
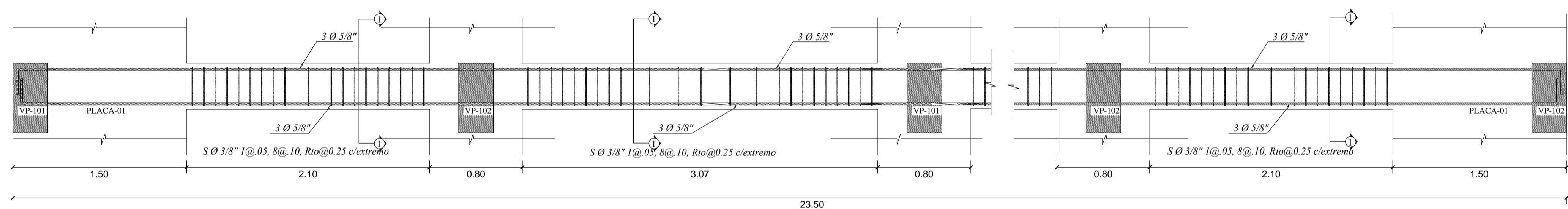


PLANTA DE ALIGERADO - PRIMER, SEGUNDO Y TERCER PISO

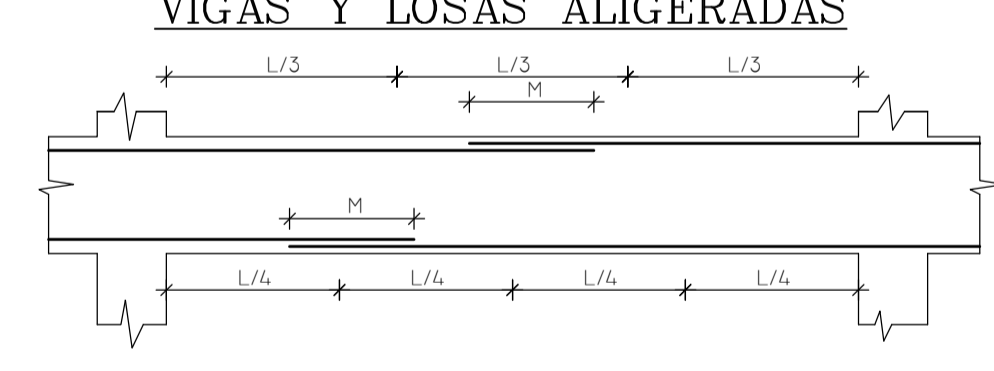
ESC: 1/50

DETALLE: VA 100 - (25x40) - TIPICO P/PRIMER, SEGUNDO Y TERCER PISO

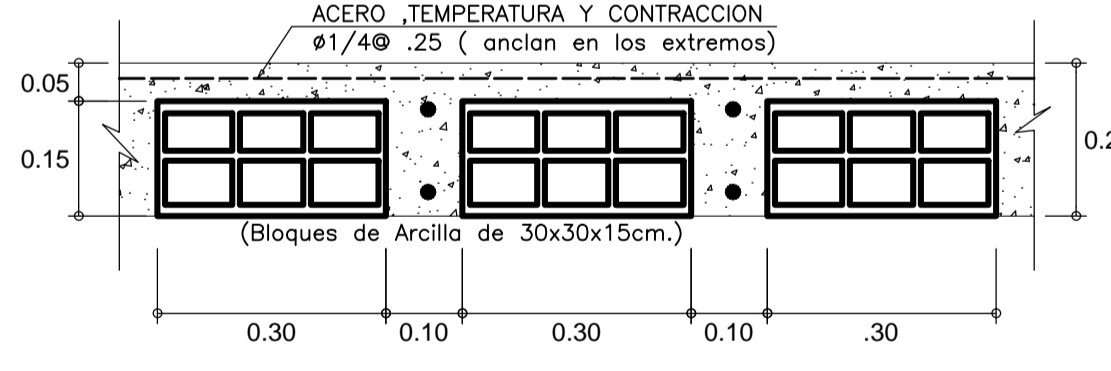
Esc: 1:25



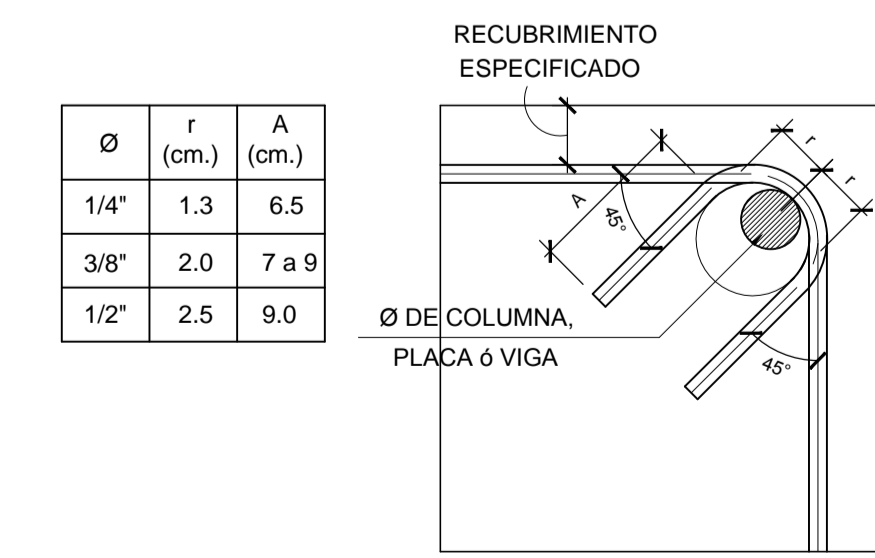
EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS Y LOSAS ALIGERADAS



CORTE TIPICO DE ALIGERADO h=0.20m.

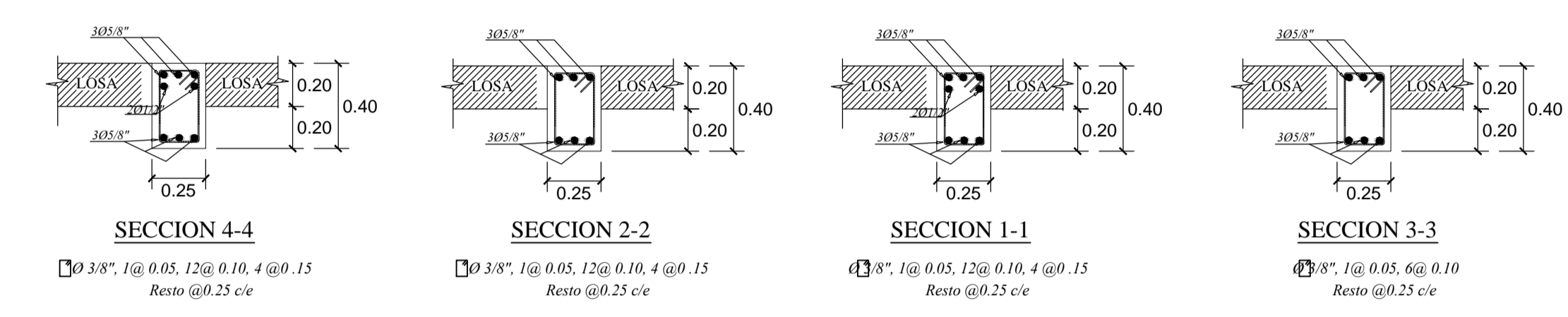
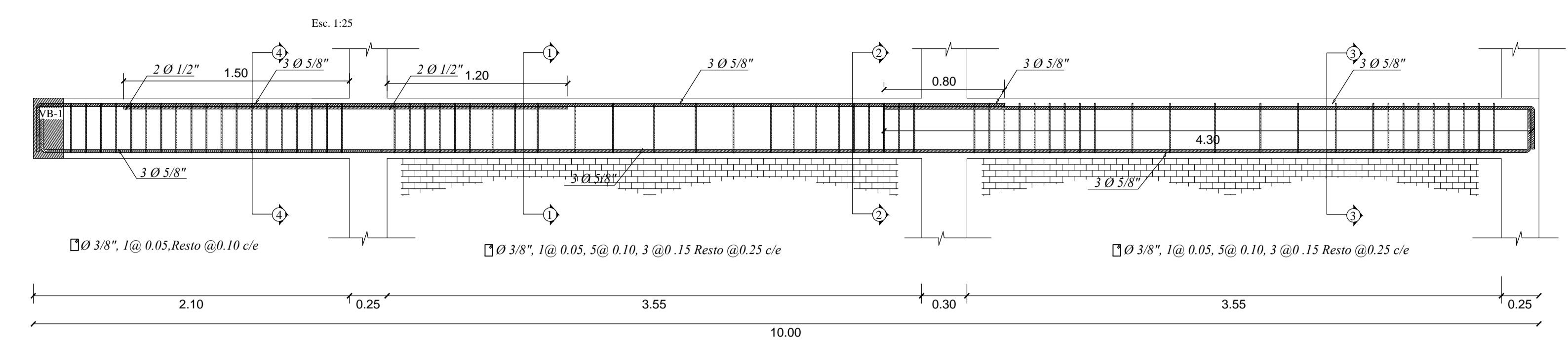


DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS Y VIGAS



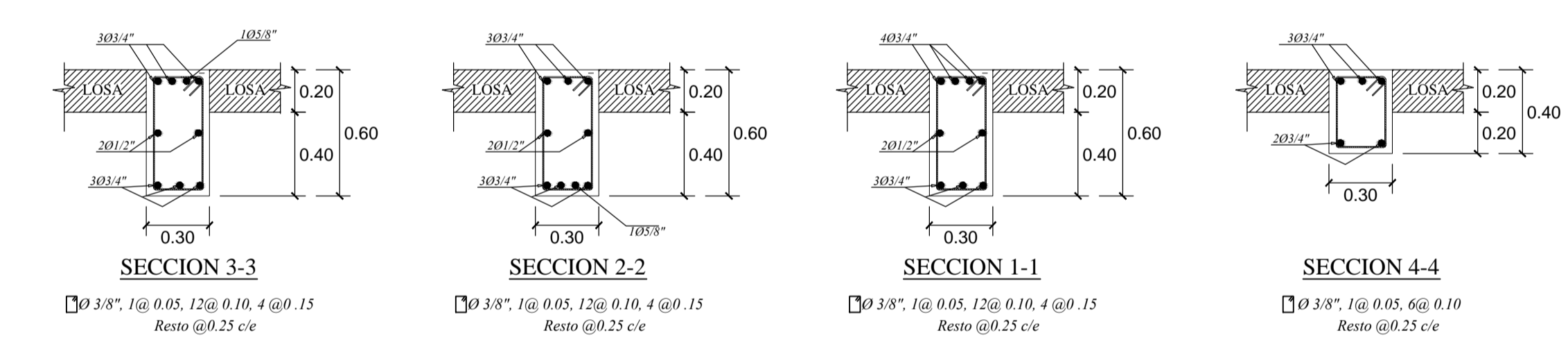
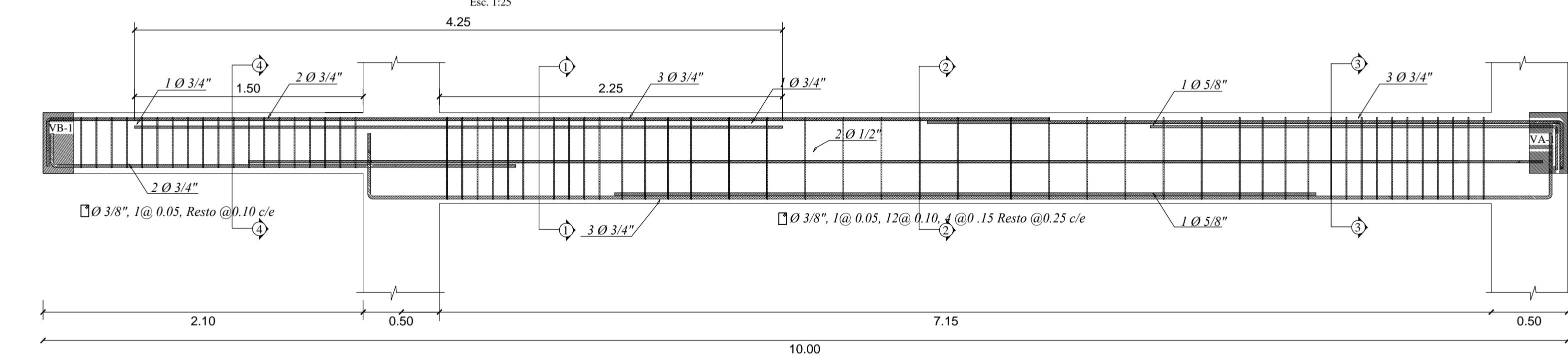
DETALLE: VP 101 - (25X40) - TIPICO P/PRIMER, SEGUNDO Y TERCER PISO

Esc: 1:25



DETALLE: VP 102 - (30X60) - TIPICO P/PRIMER, SEGUNDO Y TERCER PISO

Esc: 1:25



ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO:
 Cemento corrido : 1:10 CH + 30 % P.C.
 Subrecimiento : 1:8 CH + 25 % P.M.
 Soldador : 1:12 CH
 Falso piso : 1:8 CH

Concreto Armado:
 Zapatas : f'c=210kg/cm²
 Vigas, columnas, losas aligeradas, placas - Estructurales : f'c=210kg/cm²
 Columnas y vigas de amarre : f'c=175kg/cm²
 Sobrecimiento reforzado : f'c=175kg/cm²

REFUERZO:
 En general : Fy=4200 Kg/cm² (corrugado SIDERPERU)

TERRENO:
 R(capacidad portante) = 1.50 kg/cm² a 1.50 de profundidad

CARGAS:
CARGA MUERTA:
 Losa aligerada H=0.20 m. Acab.+Tab : C/M = 500 Kg/m²

CARGA VIVA:
 Zona Administrativa : C/V = 250 Kg/m²
 Azotea : C/V = 150 Kg/m²

RECUBRIMIENTOS:
 Zapatas : r = 7.00 cm.
 Columnas, placas : r = 4.00 cm.
 Columnas y Vigas de Confinamiento : r = 3.00 cm.
 Vigas VA : r = 3.50 cm.
 Vigas VP y S/C Reforz. : r = 4.00 cm.
 Losas y escaleras : r = 2.00 cm.

TABICQUERIA
 El ladrillo para tabiquería será K-K tipo IV, 18 huecos de 9x13x24cm con mortero f'm=40 Kg/cm²

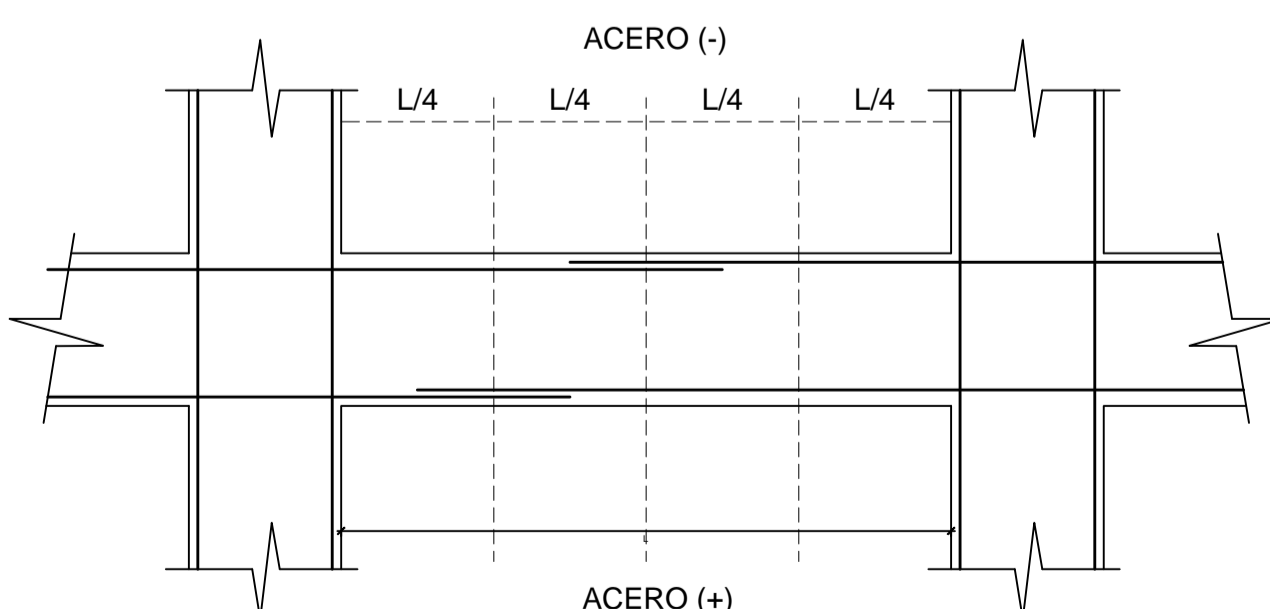
PARAMETROS DE DISEÑO
 Z = 0.40 U = 1.50 C = 2.5 S = 1.2 T_p = 0.60

NORMAS:
 Reglamento Nacional de Construcciones
 Normas Técnicas Concreto Armado E-060
 Normas de Diseño Sismoresistente E-030
 ACI 318-05

IMPORTANTE:
 El cemento a utilizarse en la preparación del concreto en la cimentación será PORTLAND TIPO I y también para las vigas, columnas, losas y escalera. El nivel de fondo de cimentación deberá ser -1.60 desde nivel de terreno.

EMPALME EN VIGAS (M)

Ø	REF. INF.	REF. SUP.
3/8"	0.40	0.40 0.45
1/2"	0.40	0.40 0.50
5/8"	0.50	0.45 0.60
3/4"	0.60	0.55 0.75
1"	1.15	1.00 1.30



ACERO (+)
 EL TRASLAPÉ SE EFECTUARÁ:
 (+) EN L/4 DEL APOYO NO MÁS DEL 50% DE LAS VARILLAS
 (-) EN L/2 NO MÁS DEL 50% DEL ACERO DE APOYO

CUADRO DE VIGAS

TIPO	VP-101	VP-102	VA-1	VB-1	VA-CONF.
DIMENSIONES	30x60	25x40	25X40	15x40	15x20
REF. PRINC.	6Ø 3/4" + 1Ø 5/8" + 2Ø 1/2"	6Ø 5/8" + 2Ø 1/2"	6Ø 5/8"	4Ø 1/2"	4Ø 1/2"
REF. TRANSV.	Ø 3/8", 1Ø 0.05, 12Ø 0.10, 4Ø 0.15 RESTO Ø 0.25 C/E	Ø 3/8", 1Ø 0.05, 12Ø 0.10, 4Ø 0.15 RESTO Ø 0.25 C/E	Ø 3/8", 1Ø 0.05, 12Ø 0.10, 4Ø 0.15 RESTO Ø 0.25 C/E	Ø 3/8", 1Ø 0.05, 12Ø 0.10, 4Ø 0.15 RESTO Ø 0.25 C/E	Ø 3/8", 1Ø 0.05, 12Ø 0.10, 4Ø 0.15 RESTO Ø 0.25 C/E
GEOMETRIA	ESC. 1:20	ESC. 1:20	ESC. 1:20	ESC. 1:20	ESC. 1:20

S/Escala
 Ladrillo King Kong 18 Huecos Rex
 Mortero C:A : Proporción 1:5
 JV y JH : 1.5 cm. (Maximo)

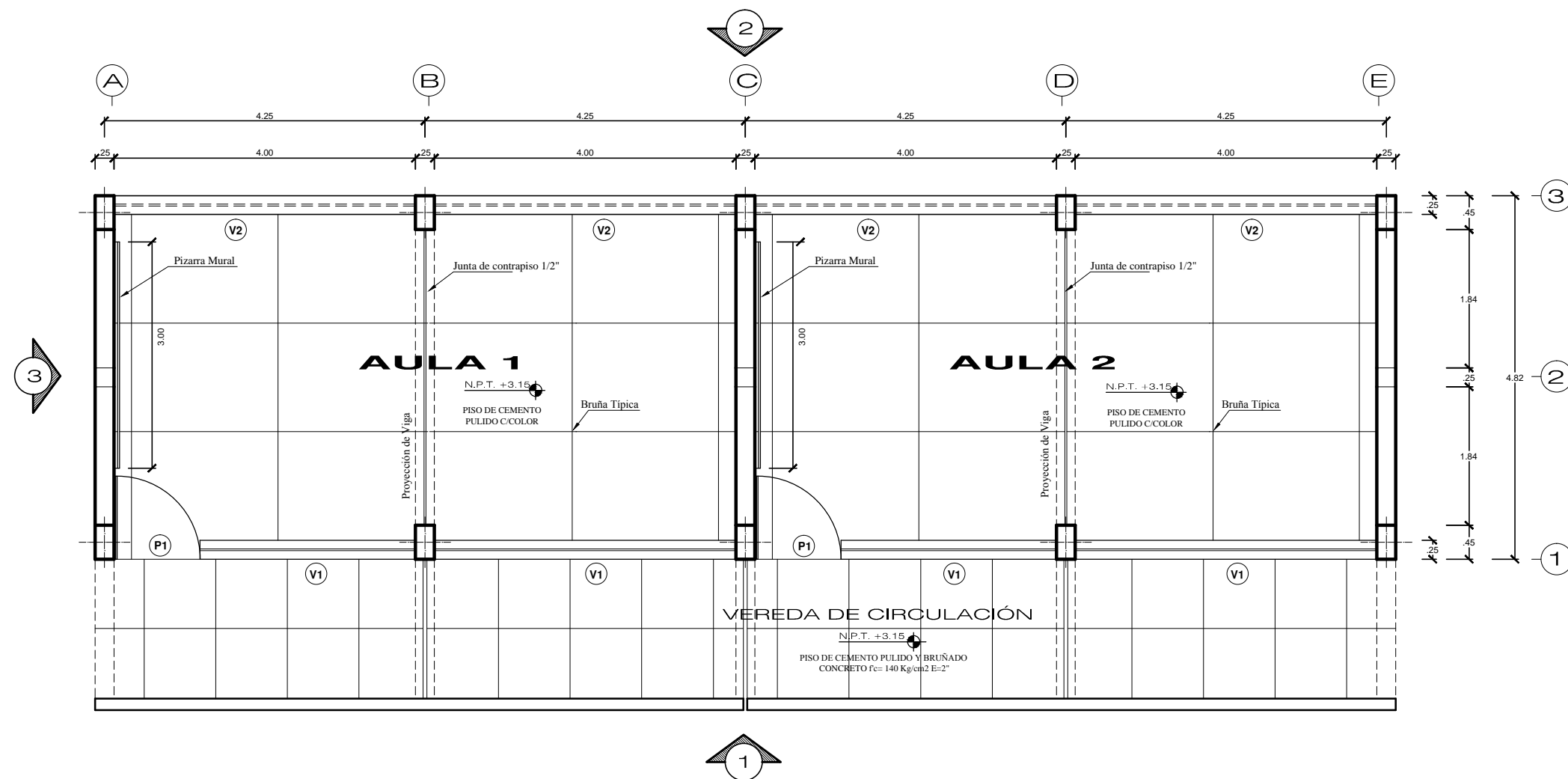
TESIS:
 COMPARACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL PABELLÓN "C" DE LA I.E. N° 889047 - AUGUSTO SALAZAR BONDY CONSIDERANDO LOS PARÁMETROS INDICADOS EN LA NORMA TÉCNICA E.030 2006 Y LA ACTUALIZADA E.030 2016

Departamento: ANCASH
 Provincia: SANTA
 Distrito: NUEVO CHIMBOTE
 Lugar: I.E. AUGUSTO SALAZAR BONDY

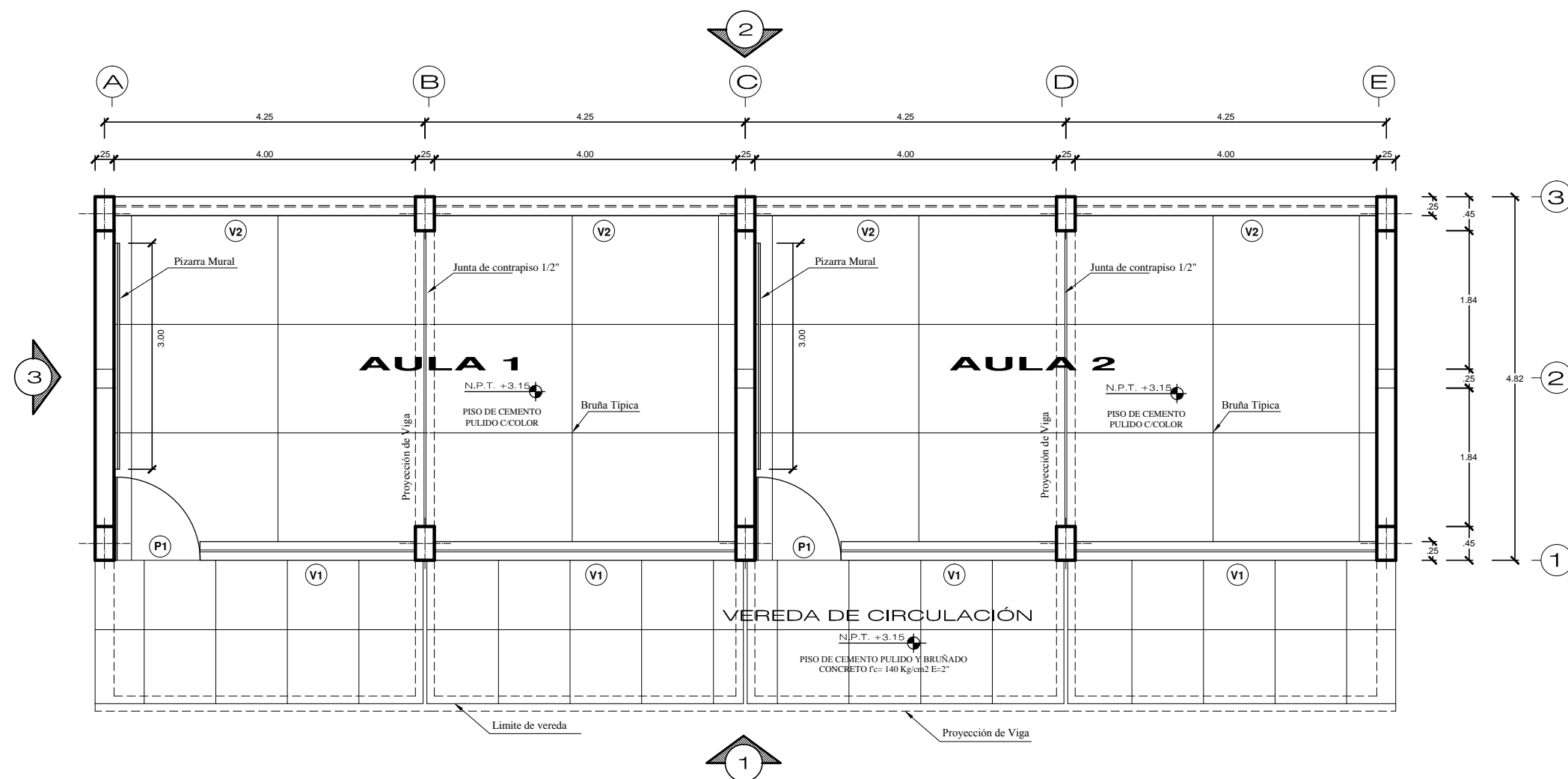
Plano: ALIGERADOS - MÓDULO 1

TESISTAS: Briceño Prado Oliver / Ordoñez García Ruli
 Revisión: Ing. Abner León Bobadilla
 Fecha: JUNIO 2018
 Escala: INDICADA

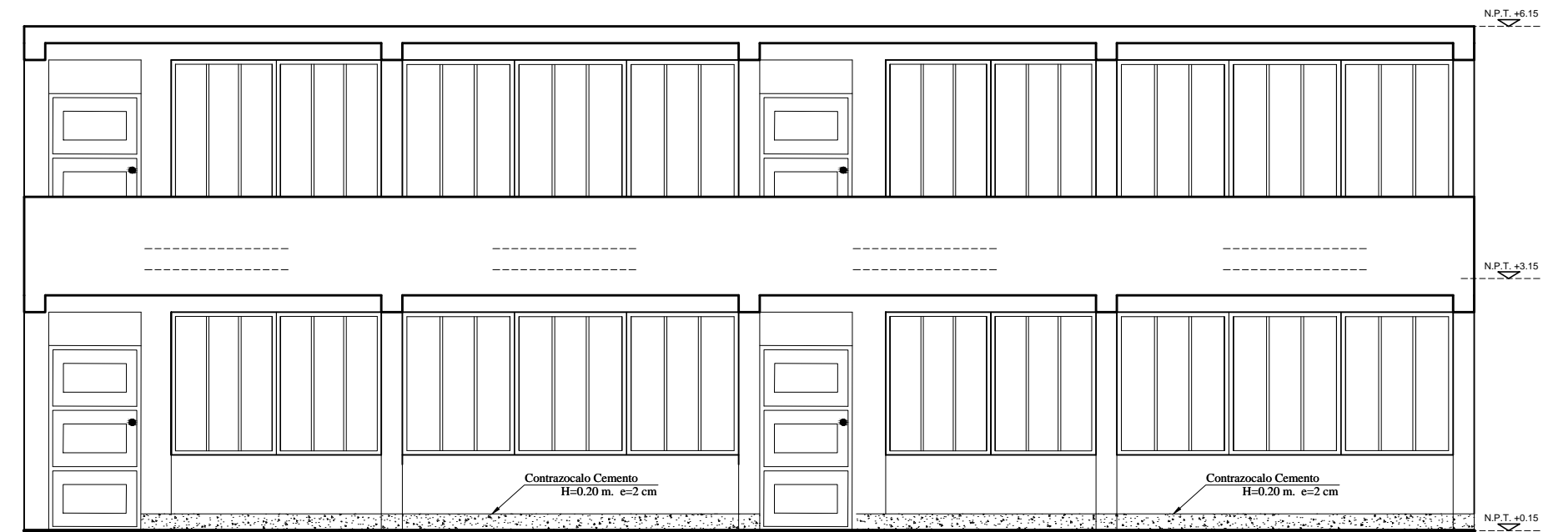
PLANO: E1-02



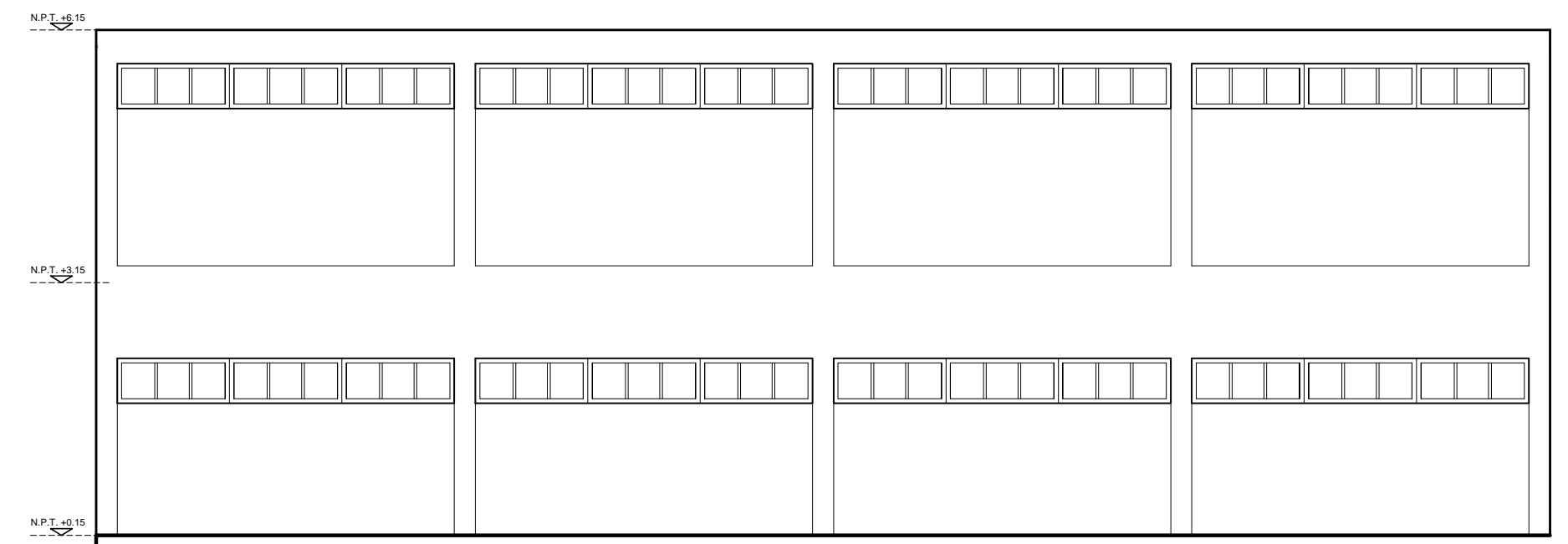
PLANTA SEGUNDO PISO
ESC: 1/75



PLANTA PRIMER PISO
ESC: 1/75



ELEVACIÓN FRONTAL
ESC: 1/75



ELEVACIÓN POSTERIOR
ESC: 1/75

TESIS:
COMPARACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL
PABELLÓN "C" DE LA I.E. N° 88047 - AUGUSTO SALAZAR
BONDY CONSIDERANDO LOS PARÁMETROS INDICADOS
EN LA NORMA TÉCNICA E.030 2006 Y LA
ACTUALIZADA E.030 2016

Plano:
ARQUITECTURA - MÓDULO 2

TESISTAS:
Briceño Prado Oliver
Ordoñez García Ruli

Revision:
Ing. Abner
León Bobadilla

Fecha: JUNIO 2018
Escala: INDICADA

Departamento:
ANCASH
Provincia:
SANTA
Distrito:
NUEVO CHIMBOTE
Lugar:
**I.E. AUGUSTO SALAZAR
BONDY**

PLANO:
A2-01