

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**“VULNERABILIDAD SÍSMICA EN LAS EDIFICACIONES
EDUCATIVAS PÚBLICAS DE CONCRETO ARMADO EN LA
CIUDAD DE AYAVIRI, PUNO – 2018”**

TESIS

PRESENTADA POR:

WILFREDO PACORI ARIZACA

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

PUNO – PERÚ

2019

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

“VULNERABILIDAD SÍSMICA EN LAS EDIFICACIONES EDUCATIVAS
PÚBLICAS DE CONCRETO ARMADO EN LA CIUDAD DE AYAVIRI,
PUNO – 2018”

TESIS PRESENTADA POR:

WILFREDO PACORI ARIZACA

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

APROBADO POR EL JURADO REVISOR CONFORMADO POR:



PRESIDENTE:



Dr. VLADIMIRO IBÁÑEZ QUISPE

PRIMER MIEMBRO:

Ing. YASMANI TEÓFILO VITULAS QUILLE

SEGUNDO MIEMBRO:



Ing. SAMUEL LAURA HUANCA

DIRECTOR / ASESOR:



Ing. RAÚL FERNANDO ECHEGARAY CHAMBI

Tema : Vulnerabilidad estructural y Análisis no lineal.

Área : Estructuras

Línea de investigación: Construcciones y Gerencia

DEDICATORIA

Quiero dedicar este trabajo a mis padres Jaime Pacori Torres y Fortunata Arizaca Cayllahua que han sido unos padres ejemplares, que guiaron mis pasos hacia un camino recto de la vida,

A mis hermanos Rony y Fanny, por el apoyo que me brindaron durante tantos años de estudio, por su cariño, su comprensión.

A mis amigos de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil en especial a mi promoción, por compartir momentos únicos en la Universidad.

AGRADECIMIENTOS

A Dios el creador de los cielos y la tierra, por ser mi guía y motivo principal de estudio, también por su infinita misericordia para con mí.

A mi asesor de tesis el ingeniero Raúl F. Echegaray Chambi, por la revisión y crítica correspondiente y también quiero agradecer a mis jurados de tesis quienes me ayudaron a absolver dudas para que esta investigación sea culminada de la mejor manera.

A todos mis docentes de la Carrera profesional de Ingeniería Civil, por las enseñanzas brindadas, por la amistad, por el apoyo de seguir adelante, necesario para el desenvolvimiento de mi vida profesional y a mis compañeros de mis promociones quienes en los momentos en que necesité ayuda, siempre estuvieron presentes para animar, colaborar y poder superarlos.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE FIGURAS	10
ÍNDICE DE TABLAS	15
ÍNDICE DE ACRÓNIMOS	19
RESÚMEN	20
ABSTRACT	21
CAPÍTULO I	22
INTRODUCCIÓN	22
1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	22
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	23
1.3. IMPORTANCIA Y UTILIDAD DEL ESTUDIO	24
1.4. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	24
1.4.1. Objetivos generales	24
1.4.2. Objetivos específicos	24
1.5. HIPÓTESIS DE LA INVESTIGACIÓN	25
1.5.1. Hipótesis General	25
1.5.2. Hipótesis específicos	25
1.6. UBICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	25
1.7. ORGANIZACIÓN DEL ESTUDIO	33
CAPÍTULO II	34
REVISIÓN DE LITERATURA	34
2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN	34
2.2. MARCO TEÓRICO	39
2.2.1. Tipo de Investigación	39
2.2.2. Nivel de Investigación	39
2.2.3. Selección del tamaño de muestra	39
2.2.4. Recolección de datos	40
2.2.5. Muestreo aleatorio estratificado	40
2.2.6. El ensayo de esclerómetro	43
2.2.7. Factores que afectan en la lectura del esclerómetro.	44
2.2.8. Vulnerabilidad	49
2.2.9. Riesgo sísmico	50
2.2.10. Vulnerabilidad sísmica	50

2.2.11. Peligro sísmico o amenaza sísmica.....	50
2.2.12. Medición de los sismos.....	51
2.2.13. Niveles de peligro sísmico.....	54
2.2.14. Rigideces efectivas	54
2.2.15. Modelo de histéresis de Takeda.....	55
2.2.16. Modelo de histeresis Kinematic (Cinemático).....	55
2.2.17. Comportamiento estructural de la albañilería confinada	56
2.2.18. Factor de brazo rígido “F _{BR} ”	58
2.2.19. Modelos no lineales en el comportamiento de los materiales	59
2.2.20. Diagrama momento curvatura	64
2.2.21. Diagrama momento curvatura para vigas doblemente armadas	65
2.2.22. Diagrama momento curvatura para columnas	70
2.2.23. Definición de rótulas plásticas	75
2.2.24. Ubicación de las rótulas plásticas	75
2.2.25. Diagrama momento giro	77
2.2.26. Idealización del diagrama simplificado de momento giro.....	77
2.2.27. Criterios de aceptación para deformación en elementos	78
2.2.28. Análisis estático no lineal (Pushover).....	79
2.2.29. Combinaciones de cargas no lineales.	82
2.2.30. Curva de capacidad.....	83
2.2.31. Punto de fluencia efectiva segun FEMA 273, 356 y 440 y ATC-40.	84
2.2.32. Curva de capacidad a espectro de capacidad según ATC-40, 1996	85
2.2.33. Espectro de demanda	86
2.2.34. Punto de desempeño con el método del espectro de capacidad.....	90
2.2.35. Niveles de desempeño según SEAOC 1999	90
2.2.36. Objetivos del desempeño sísmico según SEAOC 1999	91
2.2.37. Sectorización de la curva de capacidad según SEAOC 1999	92
2.2.38. Índice de los estados de daño.....	93
2.2.39. Límites de desplazamientos laterales según la RNE E.030	93
2.2.40. Funciones de vulnerabilidad	94
CAPÍTULO III	95
MATERIALES Y MÉTODOS.....	95
3.1. MATERIALES EN EL PROCESO DE INVESTIGACIÓN	95

3.2. DISEÑO METODOLÓGICO.....	95
3.2.1. Tipo de Investigación.....	95
3.2.2. Nivel de Investigación	96
3.2.3. Operacionalización de la variable.....	96
3.3. METODOLOGÍA DEL ANÁLISIS	97
3.3.1. Recolección de datos	97
3.3.2. Selección del tamaño de muestra.....	97
3.4. ENSAYO ESCLEROMÉTRICO O ÍNDICE DE REBOTE	100
3.4.1. Metodología del ensayo	100
3.4.2. Área de ensayo.....	100
3.4.3. Procedimiento del cálculo.....	101
3.4.4. Factor de corrección de ensayo a compresión vs esclerómetro.....	102
3.4.5. Análisis de resultados	103
3.5. NIVELES DE PELIGRO SÍSMICO SEGÚN LA NORMA E.030	104
3.6. PROPIEDADES ELÁSTICAS DE LOS MATERIALES.....	104
3.7. RESPUESTA DE LA ESTRUCTURA “E1”	105
3.7.1. Cargas consideradas.....	105
3.7.2. Análisis dinámico lineal de “E1”	106
3.7.3. Desplazamientos obtenidos para la edificación “E1”	107
3.7.4. Cargas monotónicas para la edificación “E1”	107
3.7.5. Momento giro de las vigas para la edificación “E1”	108
3.7.6. Momento giro de las columnas para la edificación “E1”	109
3.7.7. Diagrama de momento giro en ETABS para la edificación “E1”	111
3.7.8. Rótulas plásticas de la edificación “E1”	112
3.7.9. Curva de capacidad de la edificación “E1”	112
3.7.10. Elaboración del espectro de capacidad para la edificación “E1”.....	113
3.7.11. Sectorización de la curva de capacidad de la edificación “E1”	115
3.7.12. Cálculo del daño medio global de la edificación “E1”.....	116
3.8. RESPUESTA DE LA ESTRUCTURA “E2”	118
3.8.1. Cargas consideradas.....	118
3.8.2. Análisis dinámico lineal de “E2”	119
3.8.3. Desplazamientos obtenidos para la edificación “E2”	120
3.8.4. Cargas monotónicas para la edificación “E2”	121

3.8.5. Momento giro de las vigas para la edificación “E2”	121
3.8.6. Momento Curvatura para columnas de “E2”	123
3.8.7. Rótulas plásticas de la edificación “E2”	124
3.8.8. Curva de capacidad de la edificación “E2”	125
3.8.9. Elaboración del espectro de capacidad para la edificación “E2”	125
3.8.10. Sectorización de la curva de capacidad de la edificación “E2”	128
3.8.11. Cálculo del daño medio global de la edificación “E2”	129
3.9. RESPUESTA DE LA ESTRUCTURA “E3”	131
3.9.1. Cargas consideradas.....	131
3.9.2. Desplazamientos obtenidos para la edificación “E3”	132
3.9.3. Cargas monotónicas para la edificación “E3”	132
3.9.4. Momento giro de las vigas para la edificación “E3”	133
3.9.5. Momento Curvatura para columnas de “E3”	135
3.9.6. Rótulas plásticas de la edificación “E3”	136
3.9.7. Curva de capacidad de la edificación “E3”	137
3.9.8. Elaboración del espectro de capacidad para la edificación “E3”	137
3.9.9. Sectorización de la curva de capacidad de la edificación “E3”	140
3.9.10. Cálculo del daño medio global de la edificación “E3”	141
3.10. RESPUESTA DE LA ESTRUCTURA “E4”	143
3.10.1. Cargas consideradas.....	143
3.10.2. Desplazamientos obtenidos para la edificación “E4”	144
3.10.3. Cargas monotónicas para la edificación “E4”	144
3.10.4. Momento giro de las vigas para la edificación “E4”	145
3.10.5. Momento Curvatura para columnas de “E4”	147
3.10.6. Rótulas plásticas de la edificación “E4”	148
3.10.7. Curva de capacidad de la edificación “E4”	149
3.10.8. Elaboración del espectro de capacidad para la edificación “E4”	149
3.10.9. Sectorización de la curva de capacidad de la edificación “E4”	152
3.10.10. Cálculo del daño medio global de la edificación “E4”	153
3.11. RESPUESTA DE LA ESTRUCTURA “E5”	155
3.11.1. Desplazamientos obtenidos para la edificación “E5”	155
3.11.2. Cargas monotónicas para la edificación “E5”	155
3.11.3. Momento giro de las vigas para la edificación “E5”	156

3.11.4. Momento Curvatura para columnas de “E5”	158
3.11.5. Rótulas plásticas de la edificación “E5”	159
3.11.6. Curva de capacidad de la edificación “E5”	160
3.11.7. Elaboración del espectro de capacidad para la edificación “E5”	160
3.11.8. Sectorización de la curva de capacidad de la edificación “E5”	163
3.11.9. Cálculo del daño medio global de la edificación “E5”	164
CAPÍTULO IV	166
RESULTADOS Y DISCUSIÓN	166
4.1. ANÁLISIS DE RESULTADOS	166
4.1.1. Derivas de entrepiso.....	166
4.1.2. Nivel de desempeño.....	169
4.1.3. Daño global esperado.....	172
4.1.4. Cálculo de la vulnerabilidad sísmica	174
4.2. CONTRASTACIÓN Y DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS.....	175
CAPÍTULO V	177
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	177
5.1. CONCLUSIÓN GENERAL	177
5.2. CONCLUSIONES ESPECÍFICAS	177
5.2.1. Conclusión específica 01	177
5.2.2. Conclusión específica 02	177
5.2.3. Conclusión específica 03	178
5.3. RECOMENDACIONES.....	179
5.3.1. Recomendación general	179
5.3.2. Recomendación específica 01	179
5.3.3. Recomendación específica 02.....	179
5.3.4. Recomendación específica 03.....	179
REFERENCIAS	180
ANEXOS	183

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Imágen satelital de las edificaciones educativas públicas.....	26
Figura 2. Ubicación de la edificación de I.E.S. Alta Gracia.....	27
Figura 3. I.E.S. Nuestra Señora de Alta Gracia.	27
Figura 4. Ubicación de la edificación de I.E.P. 70480.	28
Figura 5. I.E.P. 70480 Niño Jesús de Praga.	28
Figura 6. Ubicación de la edificación de I.E.S. Roque Sáenz Peña.	29
Figura 7. I.E.S. Roque Sáenz Peña.	30
Figura 8. Ubicación de la edificación de I.E.S. Agropecuario nro. 72.....	31
Figura 9. I.E.S. Agroindustrial Nro. 72.	31
Figura 10. Ubicación de la edificación de I.E.P. 71011.	32
Figura 11. I.E.P. 71011 San Luis Gonzaga.	32
Figura 12. Daño esperado para módulo de dos y tres pisos para el distrito de Ica.....	34
Figura 13. Funciones de vulnerabilidad para módulos de dos y tres pisos, en las costas peruanas.	36
Figura 14. Funciones de vulnerabilidad para módulos de dos y tres pisos, para el distrito de Lima Metropolitana.	37
Figura 15. Intervalo de confianza de $1 - \alpha = 95\%$	41
Figura 16. Tamaño de la muestra asociado a porcentaje de error para $I.C. = 95\%$	41
Figura 17. Martillo Schmidt para la obtención del índice de rebote.	43
Figura 18. Diagrama de Rebound Hammer para cilindros.....	44
Figura 19. Diagrama de Rebound Hammer para cubos.....	45
Figura 20. Influencia por carbonatación.....	46
Figura 21. Influencia por humedad superficial.....	47
Figura 22. Variación del índice esclerómetro con el espesor de la capa superficial.	47
Figura 23. Influencia del tipo de cemento.	48
Figura 24. Peligro sísmico en América Latina.	51
Figura 25. Modelo de histéresis de Takeda.	55
Figura 26. Modelo de histéresis elasto plástico para acero (Kinematic).	56
Figura 27. Comportamiento monolítico inicial de albañilería confinada endentada.....	56

Figura 28. Separación del panel de albañilería del pórtico de concreto armado.	57
Figura 29. Diagonal equivalente del muro.	57
Figura 30. Comportamiento estructural muro pórtico para cargas monotónicas.	58
Figura 31. Brazos rígidos en elementos frame.	59
Figura 32. Modelo elastoplástico con endurecimiento curvo.	60
Figura 33. Curva esfuerzo-deformación del concreto confinado.	61
Figura 34. Núcleo efectivo confinado para estribos rectangulares.	62
Figura 35. Factor de fuerza confinada “ λ ” para elementos cuadrados y rectangulares.	63
Figura 36. Deformacion de un miembro a flexión	64
Figura 37. Zona de esfuerzos a compresión y tensión en vigas.	65
Figura 38. Estado de Agrietamiento de una seccion transversal de una viga.	65
Figura 39. Deformaciones unitarias en el punto de fluencia del acero.	66
Figura 40. Fuerzas y deformaciones unitarias en el punto de la resistencia última.	68
Figura 41. Fuerzas y deformaciones para compresión pura.	70
Figura 42. Fuerzas y deformaciones para falla por tensión.	71
Figura 43. Fuerzas y deformaciones para falla por tensión.	73
Figura 44. Diagrama de interacción P-M y de curvatura.	74
Figura 45. Idealización del daño equivalente.	75
Figura 46. Ubicación de las rótulas de las columnas y vigas.	76
Figura 47. Obtención del diagrama bilineal momento giro.	77
Figura 48. Diagrama simplificado momento giro.	78
Figura 49. Identificación de respuestas límites en una viga.	79
Figura 50. Identificación de respuestas límites en una columna.	79
Figura 51. Distribución de cargas laterales uniforme, triangular y parabólico.	81
Figura 52. Comparación de cargas: (A) uniforme, (B) modal y (C) triangular.	82
Figura 53. Representación del Pushover y la curva de capacidad.	83
Figura 54. Punto de fluencia efectiva.	84
Figura 55. Conversión de curva de capacidad a espectro de capacidad.	86
Figura 56. Espectro de demanda sísmica.	87
Figura 57. Derivación del amortiguamiento del espectro reducido.	89

Figura 58. Punto de desempeño por el método del espectro de capacidad.	90
Figura 59. Sectorización de la curva de capacidad propuesta por el SEAOC 1999.....	92
Figura 60. Representación típica de una función de Vulnerabilidad.....	94
Figura 61. Área de ensayo para el ensayo de esclerómetro.....	101
Figura 62. Ejecución del ensayo de esclerómetro.	101
Figura 63. Ensayo de esclerometria a las probetas.....	103
Figura 64. Cargas transmitidas del tijeral a la viga de la “E1”.....	105
Figura 65. Espectro pseudo aceleración en dirección X-X para “E1”.....	106
Figura 66. Espectro pseudo aceleración en dirección Y-Y para “E1”.....	106
Figura 67. Desplazamientos máximos de entrepiso para un sismo X-X.....	107
Figura 68. Desplazamientos máximos de entrepiso para un sismo Y-Y.....	107
Figura 69. Diagrama momento giro de la viga VP, para “E1”.....	108
Figura 70. Diagrama momento giro de la viga VS, para “E1”.....	109
Figura 71. Diagrama momento giro de la columna C-1, para “E1”.....	110
Figura 72. Diagrama momento giro de la columna C-2, para “E1”.....	110
Figura 73. Diagrama momento giro de la viga VP para “E1”.....	111
Figura 74. Diagrama momento giro columna C-2.....	111
Figura 75. Mecanismo de colapso de la edificación “E1” en X-X.....	112
Figura 76. Punto de desempeño de la edificación de “E1” en X-X.....	114
Figura 77. Punto de desempeño de la edificación de “E1” en Y-Y.....	115
Figura 78. Sectorización de la curva de capacidad de “E1” en dirección X-X.....	115
Figura 79. Sectorización de la curva de capacidad de “E1” en dirección Y-Y.....	116
Figura 80. Daño esperado de la edificación “E1” para sismo en dirección X-X.....	117
Figura 81. Daño esperado de la edificación “E1” para sismo en dirección Y-Y.....	118
Figura 82. Cargas transmitidas del tijeral a la viga de la “E2”.....	119
Figura 83. Espectro pseudo aceleración en dirección X-X para E2.....	119
Figura 84. Espectro pseudo aceleración en dirección Y-Y para “E2”.....	120
Figura 85. Desplazamientos máximos de entrepiso para sismo en X-X.....	120
Figura 86. Desplazamientos máximos de entrepiso para sismo en Y-Y.....	120
Figura 87. Diagrama momento giro de la viga VP, para “E2”.....	122

Figura 88. Diagrama momento giro de la viga VS, para “E2”.....	122
Figura 89. Diagrama momento giro de lacolumna C-1, para “E2”.....	123
Figura 90. Diagrama momento giro de la columna C-2, para “E2”.....	124
Figura 91. Roptura de las rótulas plasticas de la edificación “E2” en X-X.....	124
Figura 92. Punto de desempeño de la edificación de “E2” en X-X.....	126
Figura 93. Punto de desempeño de la edificación de “E2” en Y-Y.....	127
Figura 94. Sectorización de la curva de capacidad de “E2” en dirección X-X.	128
Figura 95. Sectorización de la curva de capacidad de “E2” en dirección Y-Y.	128
Figura 96. Daño esperado de la edificación “E2” para sismo en dirección X-X.	129
Figura 97. Daño esperado de la edificación “E2” para sismo en dirección Y-Y.	130
Figura 98. Cargas transmitidas del tijeral a la viga de la edificación “E3”.....	131
Figura 99. Desplazamientos en el centro del diafragma para sismo en X-X.	132
Figura 100. Desplazamientos en el centro del diafragma para sismo en Y-Y.....	132
Figura 101. Diagrama momento de la viga VP, para “E3”.	134
Figura 102. Diagrama momento giro de la viga VS, para “E3”.....	134
Figura 103. Diagrama momento giro de la columna C-1, para “E3”.....	135
Figura 104. Diagrama momento giro de la columna C-2, para “E3”.....	136
Figura 105. Mecanismo de colapso de la edificación “E3” en X-X.....	136
Figura 106. Punto de desempeño de la edificación de “E3” en X-X.....	138
Figura 107. Punto de desempeño de la edificación de “E3” en Y-Y.....	139
Figura 108. Sectorización de la curva de capacidad de “E3” en dirección X-X.	140
Figura 109. Sectorización de la curva de capacidad de “E3” en dirección Y-Y.	140
Figura 110. Daño esperado de la edificación “E3” para sismo en dirección X-X.	141
Figura 111. Daño esperado de la edificación “E3” para sismo en dirección Y-Y.	142
Figura 112. Cargas transmitidas del tijeral a la viga de la edificación “E4”.....	143
Figura 113. Desplazamientos máximos de entrepiso para sismo en X-X.	144
Figura 114. Desplazamientos máximos de entrepiso para sismo en Y-Y.	144
Figura 115. Diagrama momento giro de la viga VP, para “E4”.....	146
Figura 116. Diagrama momento giro de la viga VS, para “E4”.....	146
Figura 117. Diagrama momento giro de la columna C-1, para “E4”.....	147

Figura 118. Diagrama momento giro de la columna C-2, para “E4”.....	148
Figura 119. Mecanismo de colapso de la edificación “E4” en Y-Y.....	148
Figura 120. Punto de desempeño de la edificación de “E4” en X-X.....	150
Figura 121. Punto de desempeño de la edificación de “E4” en Y-Y.....	151
Figura 122. Sectorización de la curva de capacidad de “E4” en dirección X-X.	152
Figura 123. Sectorización de la curva de capacidad de “E4” en dirección Y-Y.	152
Figura 124. Daño esperado de la edificación “E4” para sismo en dirección X-X.	153
Figura 125. Daño esperado de la edificación “E4” para sismo en dirección Y-Y.	154
Figura 126. Desplazamientos máximos de entrepiso para sismo en X-X.	155
Figura 127. Desplazamientos máximos de entrepiso para sismo en Y-Y.	155
Figura 128. Diagrama momento giro de la viga VP, para “E5”.....	157
Figura 129. Diagrama momento giro de la viga VS, para “E5”.....	157
Figura 130. Diagrama momento giro de la columna C-1, para “E5”.....	158
Figura 131. Diagrama momento giro de la columna C-2, para “E5”.....	159
Figura 132. Mecanismo de colapso de la edificación “E5” en X-X.....	159
Figura 133. Punto de desempeño de la edificación de “E5” en X-X.....	161
Figura 134. Punto de desempeño de la edificación de “E5” en Y-Y.....	162
Figura 135. Sectorización de la curva de capacidad de “E5” en dirección X-X.	163
Figura 136. Sectorización de la curva de capacidad de “E5” en dirección Y-Y.	163
Figura 137. Daño esperado de la edificación “E5” para sismo en dirección X-X.	164
Figura 138. Daño esperado de la edificación “E5” para sismo en dirección Y-Y.	165
Figura 139. Derivas de entrepiso en dirección de pórticos.....	168
Figura 140. Derivas de entrepiso en dirección de la albañilería.....	168
Figura 141. Derivas máximas de techo en dirección de pórticos	171
Figura 142. Derivas máximas de techo en dirección de la albañilería	171
Figura 143. Funciones de vulnerabilidad en dirección de pórticos.	173
Figura 144. Funciones de vulnerabilidad en dirección de albañilería.	173
Figura 145. Funciones de vulnerabilidad para dos pisos.....	175
Figura 146. Funciones de vulnerabilidad para tres pisos.	175

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Probabilidad de daño de las infraestructuras educativas en el distrito de Puno.	35
Tabla 2 Probabilidad de daño de las nueve edificaciones, para el distrito de Ocuvi - Puno.	38
Tabla 3 Factores de r_1, r_2, r_3 .	46
Tabla 4 Niveles de vulnerabilidad vs probabilidad de daño.	49
Tabla 5 Correlación de PGA, intensidad de M.M. y magnitud aproximada.	53
Tabla 6 Nivel de peligro sísmico propuesta según SEAOC 1999.	54
Tabla 7 Niveles de peligro sísmico propuesta según ATC-40.	54
Tabla 8 Rigideces efectivas segun ATC-40.	55
Tabla 9 Valores de los parámetros α y γ .	69
Tabla 10 Valores de los factores de reducción de resistencia ϕ .	70
Tabla 11 Valores para el Factor de Modificación del Amortiguamiento “k”.	88
Tabla 12 Tipos de comportamiento estructural.	89
Tabla 13 Objetivos de desempeño sísmico segun SEAOC 1999.	91
Tabla 14 Estados de daño y derivas a partir de los niveles de desempeño de SEAOC 1999.	92
Tabla 15 Índices de estados de daño según Hwang y Huo (1994).	93
Tabla 16 Límite de distorsión del entrepiso, según el RNE E.030 - 2016.	93
Tabla 17 Operacionalización de la variable.	96
Tabla 18 Muestreo estratificado del trabajo de investigación.	97
Tabla 19 Tamaño de población de las edificaciones educativas públicas.	98
Tabla 20 Cálculo del tamaño de muestra óptima.	98
Tabla 21 Población de los substratos.	99
Tabla 22 Número de muestras óptimas en las columnas para la edificación “E1”.	100
Tabla 23 Correlación de resistencia a compresión vs esclerómetro.	102
Tabla 24 Resumen de las resistencias a compresión corregidas con los factores F.C.	103
Tabla 25 Correlación de peligro sísmico con la aceleración máxima de “Z = 0.25”.	104
Tabla 26 Propiedades de los materiales.	104
Tabla 27 Cargas vivas y muertas para las edificaciones educativas.	105
Tabla 28 Parámetros sísmicos para la edificación “E1”.	106

Tabla 29 Cargas laterales (Pushover) para E1 en dirección X -X.....	107
Tabla 30 Cargas laterales (Pushover) para E1 en dirección Y-Y	108
Tabla 31 Datos del diagrama momento giro de la viga VP, para “E1”	108
Tabla 32 Datos del diagrama momento giro de la viga VS, para “E1”	109
Tabla 33 Datos del diagrama momento giro de la columna C-1, para “E1”	109
Tabla 34 Datos del diagrama momento giro de la columna C-2, para “E1”	110
Tabla 35 Distancias relativas de las rótulas plásticas para la edificación “E1”	111
Tabla 36 Valores de curva de capacidad en el eje X-X de “E1”	112
Tabla 37 Valores de curva de capacidad en el eje Y-Y de “E1”	113
Tabla 38 Conversión de curva de capacidad a espectro de capacidad de “E1” en X-X....	113
Tabla 39 Conversión de curva de capacidad a espectro de capacidad de “E1” en Y-Y....	114
Tabla 40 Calculo del daño para la edificación “E1” en dirección X-X.....	116
Tabla 41 Calculo del daño de la edificación “E1” en dirección Y-Y	117
Tabla 42 Cargas vivas y muertas para la edificación “E2”	118
Tabla 43 Parámetros sísmicos para la edificación “E2”	119
Tabla 44 Cargas laterales (Pushover) para “E2” en dirección X -X	121
Tabla 45 Cargas laterales (Pushover) para “E2” en dirección Y-Y	121
Tabla 46 Datos del diagrama momento giro de la viga VP, para “E2”	121
Tabla 47 Datos del diagrama momento giro de la viga VS, para “E2”	122
Tabla 48 Datos del diagrama momento giro de la columna C-1 , para “E2”	123
Tabla 49 Datos del diagrama momento giro de la columna C-2, para “E2”	123
Tabla 50 Distancias relativas de las rótulas plásticas para la edificación “E2”	124
Tabla 51 Valores de curva de capacidad en el eje X-X de “E2”	125
Tabla 52 Valores de curva de capacidad en el eje Y-Y de “E2”	125
Tabla 53 Conversión de curva de capacidad a espectro de capacidad de “E2” en X-X....	126
Tabla 54 Conversión de curva de capacidad a espectro de capacidad de “E2” en Y-Y....	127
Tabla 55 Calculo del daño para la edificación “E2” en dirección X-X.....	129
Tabla 56 Calculo del daño de la edificación “E2” en dirección Y-Y	130
Tabla 57 Cargas vivas y muertas para la edificación “E3”	131

Tabla 58 Cargas laterales (Pushover) para “E3” en dirección X -X	133
Tabla 59 Cargas laterales (Pushover) para “E3” en dirección Y-Y	133
Tabla 60 Datos del diagrama momento giro de la viga VP, para “E3”	133
Tabla 61 Datos del diagrama momento giro de la viga VS, para “E3”	134
Tabla 62 Datos del diagrama momento giro de la columna C-1, para “E3”	135
Tabla 63 Datos del diagrama momento giro de la columna C-2, para “E3”	135
Tabla 64 Distancias relativas de las rótulas plásticas para la edificación “E3”	136
Tabla 65 Valores de curva de capacidad en el eje X-X de “E3”	137
Tabla 66 Valores de curva de capacidad en el eje Y-Y de “E3”	137
Tabla 67 Conversión de curva de capacidad a espectro de capacidad de “E3” en X-X....	138
Tabla 68 Conversión de curva de capacidad a espectro de capacidad de “E3” en Y-Y....	139
Tabla 69 Calculo del daño para la edificación “E3” en dirección X-X.....	141
Tabla 70 Calculo del daño de la edificación “E3” en dirección Y-Y.....	142
Tabla 71 Cargas vivas y muertas para la edificación “E4”	143
Tabla 72 Cargas laterales (Pushover) para “E4” en dirección X -X	145
Tabla 73 Cargas laterales (Pushover) para “E4” en dirección Y-Y	145
Tabla 74 Datos del diagrama momento giro de la viga VP, para “E4”	145
Tabla 75 Datos del diagrama momento giro de la viga VS, para “E4”	146
Tabla 76 Datos del diagrama momento giro de la columna C-1, para “E4”	147
Tabla 77 Datos del diagrama momento giro de la columna C-2, para “E4”	147
Tabla 78 Distancias relativas de las rótulas plásticas para la edificación “E4”	148
Tabla 79 Valores de curva de capacidad en el eje X-X de “E4”	149
Tabla 80 Valores de curva de capacidad en el eje Y-Y de “E4”	149
Tabla 81 Conversión de curva de capacidad a espectro de capacidad de “E4” en X-X....	150
Tabla 82 Conversión de curva de capacidad a espectro de capacidad de “E4” en Y-Y.....	151
Tabla 83 Calculo del daño para la edificación “E4” en dirección X-X.....	153
Tabla 84 Calculo del daño de la edificación “E4” en dirección Y-Y.....	154
Tabla 85 Cargas laterales (Pushover) para “E5” en dirección X -X	156
Tabla 86 Cargas laterales (Pushover) para “E5” en dirección Y-Y	156

Tabla 87 Datos del diagrama momento giro de la viga VP, para “E5”	156
Tabla 88 Datos del diagrama momento giro de la viga VS, para “E5”	157
Tabla 89 Datos del diagrama momento giro de la columna C-1, para “E5”	158
Tabla 90 Datos del diagrama momento giro de la columna C-2, para “E5”	158
Tabla 91 Distancias relativas de las rótulas plásticas para la edificación “E5”	159
Tabla 92 Valores de curva de capacidad en el eje X-X de “E5”	160
Tabla 93 Valores de curva de capacidad en el eje Y-Y de “E5”	160
Tabla 94 Conversión de curva de capacidad a espectro de capacidad de “E5” en X-X.....	161
Tabla 95 Conversión de curva de capacidad a espectro de capacidad de “E5” en Y-Y	162
Tabla 96 Calculo del daño para la edificación “E5” en dirección X-X.....	164
Tabla 97 Calculo del daño de la edificación “E5” en dirección Y-Y	165
Tabla 98 Derivas máximas de entrepiso, “E1”	166
Tabla 99 Derivas máximas de entrepiso, “E2”	166
Tabla 100 Derivas máximas de entrepiso, “E3”	167
Tabla 101 Derivas máximas de entrepiso, “E4”	167
Tabla 102 Derivas máximas de entrepiso, “E5”	167
Tabla 103 Niveles de desempeño para la edificación “E1”	169
Tabla 104 Niveles de desempeño para “E2”	169
Tabla 105 Niveles de desempeño para la edificación “E3”	170
Tabla 106 Niveles de desempeño para la edificación “E4”	170
Tabla 107 Niveles de desempeño para la edificación “E5”	170
Tabla 108 Cálculo de los estados de daño a partir de la distorsión máxima calculada.....	172
Tabla 109 Cálculo de la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones educativas.....	174
Tabla 110 Contrastación de los resultados a partir de los antecedentes	176

ÍNDICE DE ACRÓNIMOS

RNE: Reglamento Nacional de Edificaciones

ACI: American Concrete Institute

SEAOC: Structural Engineers Association of California

FEMA: Federal Emergency Agency Management Agency

ATC: Applied Technology Council

ASTM: American Society of Testing Materials

MDR: Mean Damage Ratio

INFES: Instituto Nacional de Infraestructura Educativa y de Salud

ETHZ: Escuela Politécnica Federal de Zúrich.

PGA: Punto de Aceleración Máxima del Suelo

Sa: Pseudo Aceleración

RESÚMEN

En la presente investigación se describió la vulnerabilidad sísmica en las edificaciones educativas públicas de concreto armado en la ciudad de Ayaviri, para una muestra calculada de cinco (05) edificaciones de sistema aporticado y albañilería, con el objetivo de garantizar la estabilidad estructural. El trabajo se inició con la recolección de datos de cada edificación, para el cual se hizo el replanteo de los planos estructurales a partir de las normas de diseño sismoresistente de los años 1977, 1997 y 2003. Además, se procedió a realizar los ensayos del esclerómetro para calcular las resistencias del concreto correlacionando con los factores de corrección y para los datos del terreno de fundación. Se tomaron información de análisis de suelos de las edificaciones adyacentes, seguidamente se procedió a modelar en el software ETABS, considerando las dimensiones reales de cada edificación, mediante el análisis dinámico lineal, se obtuvieron las derivas de entrepiso de cada edificación y comparar con las distorsiones de la norma E.030 – 2016 que es 0.7% para concreto armado y 0.5% para albañilería. Se analizó cada edificación mediante el análisis estático no lineal (Pushover), y se obtuvo la curva de capacidad a través del mecanismo de colapso. Para determinar el punto de desempeño de cada edificación se utilizó la metodología ATC-40 que es el espectro de capacidad, asimismo se calculó el espectro de respuesta reducido (S_d vs S_a) a partir de los niveles de peligro sísmico propuesto por el SEAOC 1999 e intersectar dichas curvas. Finalmente, a partir del desempeño estructural, se procedió a obtener las funciones de vulnerabilidad para cada edificación, aplicando la metodología de Miranda y los índices de daño propuesto por Hwang y Huo (1994), en el cual asociando a los niveles de desempeño y estados de daño propuesta por el SEAOC 1999, se realizó la estimación del daño esperado de cada edificación y el cálculo de la vulnerabilidad sísmica relacionando con las tablas del INDECI.

Palabras Clave:

Vulnerabilidad sísmica, Análisis estático no lineal, Curva de capacidad, Nivel de desempeño, Estados de daño.

ABSTRACT

In the present research it was described the seismic vulnerability in public educational buildings of reinforced concrete in the city of Ayaviri, for a calculated sample of five (05) buildings of portico and masonry system, with the objective of structural flexibility. The work began with the collection of data from each building, for which the layout of the structural plans was made based on the earthquake-resistant design standards of the years 1977, 1997 and 2003. Also, the tests of the sclerometer to calculate the strengths of the concrete correlating with the correction factors and for the data of the foundation ground. Soil analysis information of the adjacent buildings was taken, then was modeled in the ETABS software, considering the real dimensions of each building, using linear dynamic analysis, were obtained the mezzanine drifts of each building and compared with the distortions of the E.030 - 2016 standard which is 0.7% for reinforced concrete and 0.5% for masonry. Each building was analyzed by nonlinear static analysis (Pushover), and the capacity curve was obtained through the collapse mechanism. The ATC-40 methodology, which is the capacity spectrum, was used to determine the performance point of each building. The reduced response spectrum (S_d vs S_a) was also calculated from the seismic hazard levels proposed by the SEAOC 1999 and intersect those curves. Finally, from the structural performance, the vulnerability functions for each building were obtained, applying the Miranda methodology and the damage rates proposed by Hwang and Huo (1994), in which associating the performance levels and states of damage proposed by the SEAOC 1999, the modification of the expected damage of each building and the calculation of the seismic vulnerability related to the tables of the INDECI.

Key Words:

Seismic vulnerability, Static no linear analysis, Capacity curve, Performance levels, States of damage.

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

Muñoz, Blondet, Quispe y Álvarez (2001) realizaron un estudio del desempeño sismorresistente de los colegios modernos en el Perú, donde analizaron edificios escolares construidos antes y después de la norma peruana de diseño sismorresistente de 1997. Los resultados que se obtuvieron muestran que los colegios diseñados y construidos de acuerdo con los requerimientos del código 1997 mostraron un excelente comportamiento durante el terremoto de Ático $M_w = 8.4$ en el 2001 y además se espera que tenga un comportamiento aceptable durante sismos de mayor magnitud. En cuanto a los edificios escolares tradicionales, diseñados antes de 1997, los resultados muestran que son estructuras vulnerables.

En enero del 2016 se aprobó en el reglamento nacional de edificaciones la norma E.030 de diseño sismorresistente, manteniendo al distrito de Ayaviri, provincia de Melgar en una zona 02 y aumentando a su colindante que es la provincia de Lampa a una zona 03 (altamente sísmica), donde actualmente se tiene registros sísmicos constantes ocurridos en la provincia de Lampa.

Para las edificaciones educativas de la ciudad de Ayaviri de acuerdo a la norma E.030 de diseño sismorresistente, se clasifican en 4 categorías (A edificaciones esenciales, B edificaciones importantes, C edificaciones comunes, D edificaciones menores), y dentro de la categoría A1 se tiene a los centros educativos y el RNE describe como: “Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo”. Sin embargo, por las diversas modificaciones del reglamento nacional de edificaciones de la norma E.030 en el diseño sismorresistente se desconoce la respuesta estructural frente a un movimiento sísmico y el nivel de daño frente a diferentes magnitudes de la aceleración del terreno.

EL Centro de Operaciones de Emergencia Nacional y el Instituto Geofísico del Perú (2019) afirman que “el 01 de marzo de 2019 a las 03:50:38 horas, se registró un movimiento sísmico de magnitud 7.0, donde el epicentro se ubicó a 8 kilómetros al noroeste de Azángaro, departamento de Puno, y una profundidad de 270 kilómetros” (p.01). Por lo cual en el sismo ocurrido no se

presentó pérdidas humanas, pero si hubo rajaduras en los elementos estructurales de las viviendas, y también se percibió en la ciudad de Ayaviri.

Por otro lado, se tiene según reportes del Instituto Geofísico del Perú (2016), en la región de Puno se viene registrando movimientos sísmicos, las cuales son severos y de baja intensidad como el ocurrido en 01 diciembre de 2016 con una magnitud de 6.0 ML, donde se percibió en la ciudad de Ayaviri (Tavera, 2016).

Especialistas del Instituto Geofísico del Perú (2002), reportaron que la zona de silencio sísmico está presente en las zonas del sur del país, tras 133 años de periodo de calma, en la cual fue interrumpida con la ocurrencia del terremoto del 23 de junio de 2001, donde se considera este último un tamaño menor al ocurrido del año de 1868 cuya magnitud M_w fue de 9.0, y en lo posible esto sea el inicio de ocurrencia de grandes terremotos. Por lo que el potencial sísmico en la región se ha incrementado considerablemente (Tavera, 2002).

Sempere et al. (2004) indican que tres importantes sistemas transcurrentes, con magmatismo asociado, son identificados en el sur del Perú que son el corredor estructural Cusco - Lagunillas - Laraqueri - Abaroa (CECLLA), el sistema de fallas Urcos - Ayaviri - Copacabana - Coniri (SFUACC) y el sistema de fallas Incapuquio - el Castillo (SFIEC), en el cual, la ciudad de Ayaviri está situada dentro el sistema de fallas Urcos - Ayaviri - Copacabana - Coniri (SFUACC), el cual se encuentra por el momento inactiva, pero de reactivarse las consecuencias serían inenarrables. Lo cual concluye que en la ciudad de Ayaviri es improbable que se registre un sismo producto de la subducción de las placas tectónicas de Nazca con la de Sudamérica, debido a que se encuentra a más de 320 kilómetros de distancia del rozamiento y que la fuerza liberada por el impacto no llegaría a la superficie con gran intensidad.

De acuerdo a la evaluación de Federal agency for earthquakes ETH Zúrich, el peligro sísmico para América Latina, en la ciudad de Ayaviri departamento de Puno, es de nivel moderado y en sectores colindantes es de alto peligro sísmico, por lo que ciertos elementos estructurales, son vulnerables ante eventos sísmicos.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

¿Cuál es la vulnerabilidad sísmica en las edificaciones educativas públicas de concreto armado en la ciudad de Ayaviri, Puno – 2018, para un nivel de sismo raro según la propuesta del SEAOC 1999?

1.3. IMPORTANCIA Y UTILIDAD DEL ESTUDIO

Las edificaciones educativas de la ciudad de Ayaviri se encuentran en una zona altiplánica de la región de Puno, donde la mayoría de ellos fueron construidas con las normas de diseño sismorresistente del año 1997 y 2003, ubicados en la zona 02, y a comparación de la norma de diseño sismorresistente del año 2016 se aumentaron una zona y con ello los valores de “Z”. Además de esto la ciudad de Ayaviri se encuentra ubicado dentro del sistema de fallas Urcos - Ayaviri - Copacabana - Coniri (SFUACC) y que tiene más probabilidad de ocurrencia de un sismo por la falla que por el movimiento de las placas tectónicas y explosión de volcanes, por lo que será de importancia el análisis del nivel de vulnerabilidad sísmica de las edificaciones educativas.

La presente investigación busca cuantificar en nivel de vulnerabilidad sísmica estructural de las edificaciones educativas de concreto armado, donde los resultados de este procedimiento se determinó mediante el análisis estático no lineal (Pushover) en los niveles de desempeño para edificaciones esenciales según la propuesta del SEAOC 1999 y la fórmula propuesta por el Ing. Eduardo Miranda que constituye un enfoque probabilístico para estimar de manera razonable el daño medio global probable de cada edificación, donde estos resultados serán de utilidad como información base para las instituciones educativas de la ciudad de Ayaviri.

1.4. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.4.1. Objetivos generales

Determinar la vulnerabilidad sísmica en las edificaciones educativas públicas de concreto armado en la ciudad de Ayaviri, Puno – 2018, para un nivel de sismo raro según la propuesta del SEAOC 1999.

1.4.2. Objetivos específicos

- Calcular las derivas máximas inelásticas de entrepiso de las edificaciones educativas públicas de concreto armado de la ciudad de Ayaviri, según la propuesta de la norma E.030 de diseño sismorresistente.
- Determinar el nivel de desempeño estructural post-sismo, de las edificaciones educativas públicas de concreto armado de la ciudad de Ayaviri, para distintos niveles de peligro sísmico, según la propuesta del SEAOC 1999.

- Obtener el porcentaje de daño medio global de las edificaciones educativas públicas de concreto armado de la ciudad de Ayaviri, mediante la metodología de Miranda para un nivel de sismo raro según la propuesta del SEOAC 1999.

1.5. HIPÓTESIS DE LA INVESTIGACIÓN

1.5.1. Hipótesis General

Las edificaciones educativas públicas de concreto armado en la ciudad de Ayaviri, región Puno, no son vulnerables para un nivel de sismo raro según la propuesta del SEAOC 1999.

1.5.2. Hipótesis específicos

- Las edificaciones educativas públicas de concreto armado de la ciudad de Ayaviri, frente a distintas sollicitaciones sísmicas presentan derivas de entrepiso que no exceden los valores permitidos en la propuesta según el RNE E.030 de diseño sismorresistente.
- Las edificaciones educativas públicas de concreto armado de la ciudad de Ayaviri, presentan niveles de desempeño en estado “operacional” a partir de las consideraciones del RNE E.030 de diseño sismoresistente y el SEAOC 1999.
- Las edificaciones educativas públicas de concreto armado de la ciudad de Ayaviri, presentan porcentajes de daño medio global en estado (severo) a partir de las consideraciones del RNE E.030 de diseño sismoresistente, para un nivel de sismo raro según la propuesta del SEAOC 1999.

1.6. UBICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

La ubicación de los cinco (05) edificaciones educativas públicas se encuentran dentro de la ciudad de Ayaviri, Provincia Melgar, departamento Puno; que son la institución educativa secundaria Nuestra Señora de Alta Gracia, institución educativa primaria 70480 Niño Jesús de Praga, institución educativa secundaria Roque Sáenz Peña, institución educativa secundaria Agropecuario Nro. 72 y la institución educativa primaria 71011 San Luis Gonzaga.

a. Topografía

La topografía de las cinco (05) edificaciones educativas públicas de la ciudad de Ayaviri, presentan en una zona de desniveles que varían de los 1921 m.s.n.m. hasta los 1936 m.s.n.m, y el terreno de cada edificación es predominantemente plano.



Figura 1. Imágen satelital de las edificaciones educativas públicas.

Fuente: (Google Earth, 2019).

b. Ubicación geográfica de la edificación de Nuestra Señora de Alta Gracia

La edificación educativa cuenta con un área de 157.66 m² y que se encuentra emplazado dentro de la institución educativa secundaria Nuestra Señora de Alta Gracia, que está ubicada en la ciudad de Ayaviri, Provincia de Melgar, Departamento de Puno.

Longitud: 328773.36 m E

Latitud: 8354479.44 m S

Altitud: 3923 m

c. Vías de acceso

El acceso peatonal y vehicular a la zona de la edificación educativa desde la plaza de armas de la ciudad de Ayaviri, se realiza siguiendo el trayecto de la alameda Pacheco Zegarra hasta la intersección del jr. Choquehuanca, continuando a través de esta hacia la intersección de jr. Dos de mayo, donde se encuentra la I.E.S. Alta Gracia.

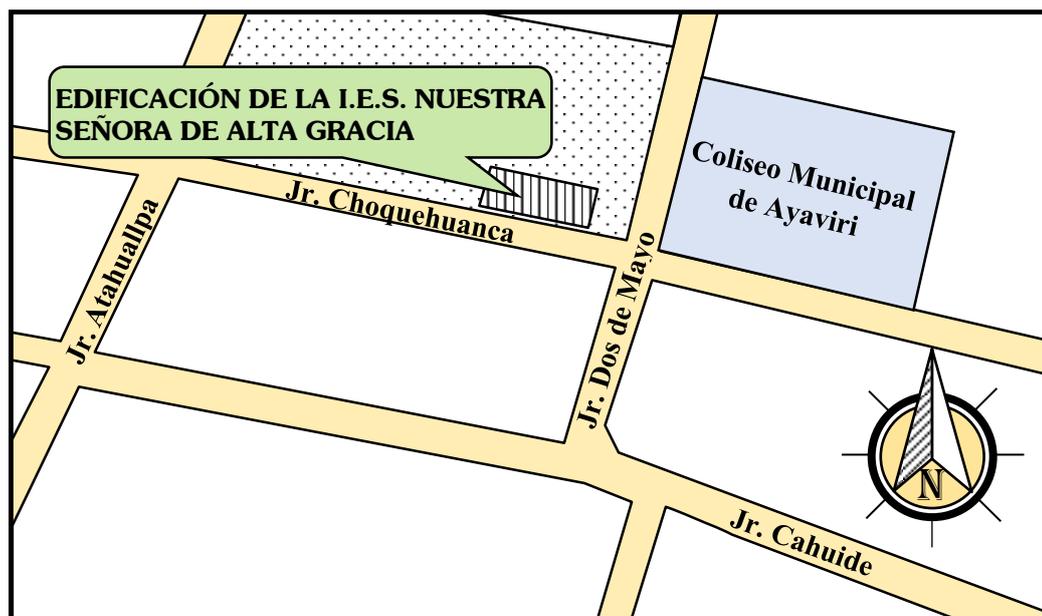


Figura 2. Ubicación de la edificación de I.E.S. Alta Gracia.

Fuente: Elaboración Propia



Figura 3. I.E.S. Nuestra Señora de Alta Gracia.

Fuente: Elaboración propia

d. Ubicación geográfica de la edificación de I.E.P. 70480 Niño Jesús de Praga

La edificación educativa pública cuenta con un área de terreno de 302.26 m² y que se encuentra emplazado dentro de los límites de la institución educativa primaria 70480 Niño Jesús de Praga, el cual está ubicada entre los jirones Cahuide y Dos de mayo de la ciudad de Ayaviri, Provincia Melgar, Departamento Puno en las siguientes coordenadas UTM que se indican a continuación.

Longitud: 328721.26 m E

Latitud: 8354302.02 m S

Altitud: 3922m

e. Vías de acceso

El acceso peatonal y vehicular a la zona de la edificación educativa desde la plaza de armas de la ciudad de Ayaviri, se realiza siguiendo el trayecto de la alameda Pacheco Zegarra hacia el norte hasta la intersección con el jr. Cahuide, continuando a través de esta al oeste hasta la intersección del jr. Dos de mayo, donde se encuentra la puerta de la institución educativa primaria 70480 Niño Jesús de Praga.

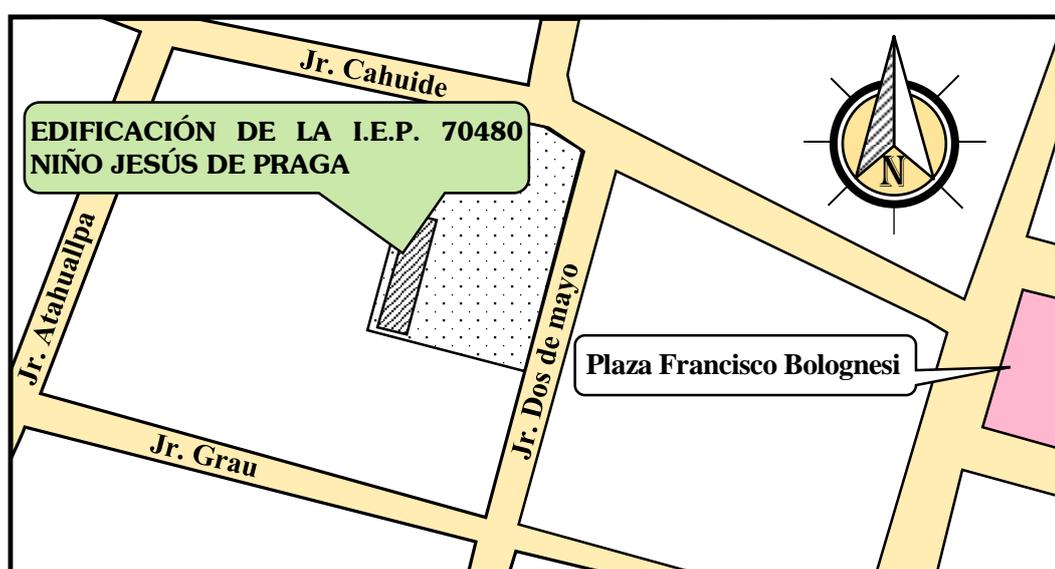


Figura 4. Ubicación de la edificación de I.E.P. 70480.

Fuente: Elaboración Propia



Figura 5. I.E.P. 70480 Niño Jesús de Praga.

Fuente: Elaboración propia

f. Ubicación geográfica de la edificación de I.E.S. Roque Sáenz Peña.

La edificación educativa pública cuenta con un área de terreno de 183.97 m², y que se encuentra emplazado dentro de los límites de la institución educativa secundaria Roque Sáenz Peña, el cual está ubicada en el jirón Arequipa de la ciudad de Ayaviri, Provincia Melgar, Departamento Puno en las siguientes coordenadas UTM.

Longitud: 329289.57 m E

Latitud: 8355004.24 m S

Altitud: 3933 m

g. Vías de acceso

El acceso peatonal y vehicular a la zona de la edificación educativa desde la plaza de armas de la ciudad de Ayaviri, se realiza siguiendo la alameda de Felipe S. Castro al norte hasta la intersección con el jr. Sucre, continuando a través del jirón Sucre hasta la intersección del jr. Arequipa, se seguirá en línea recta por el jirón Arequipa al norte hasta la puerta de la I.E.S. Roque Sáenz Peña.

A continuación, se muestra en la figura 6 la ubicación geográfica de la I.E.S. Roque Sáenz Peña.



Figura 6. Ubicación de la edificación de I.E.S. Roque Sáenz Peña.

Fuente: Elaboración Propia



Figura 7. I.E.S. Roque Sáenz Peña.

Fuente: Elaboración propia

h. Ubicación geográfica de la edificación de I.E.S. Agropecuario Nro. 72.

La edificación educativa pública cuenta con un área de terreno de 413.95 m² y se encuentra emplazado dentro de los límites de la institución educativa secundaria Agropecuario Nro. 72, el cual está ubicada en el jirón 2 de mayo de la ciudad de Ayaviri, Provincia Melgar, Departamento Puno en las siguientes coordenadas UTM.

Longitud: 328720.56 m E

Latitud: 8355379.75 m S

Altitud: 3936 m

i. Vías de acceso

El acceso peatonal y vehicular a la zona de la edificación educativa desde la plaza de armas de la ciudad de Ayaviri, se realiza siguiendo la alameda Pacheco Zegarra hasta la intersección del jr. Cahuide, continuando a través del jirón Cahuide al oeste, hasta la intersección con el jr. dos de mayo, Luego se el jirón dos de mayo al norte, hasta llegar a la puerta de la institución educativa secundaria Agropecuario nro. 72.

A continuación, se muestra en la figura 8 la ubicación geográfica de la I.E.S. Agropecuario nro. 72.



Figura 8. Ubicación de la edificación de I.E.S. Agropecuario nro. 72.

Fuente: Elaboración Propia



Figura 9. I.E.S. Agroindustrial Nro. 72.

Fuente: Elaboración propia

j. Ubicación geográfica de la edificación de I.E.P. 71011 San Luis Gonzaga

La edificación educativa pública cuenta con un área de terreno de 161.62 m² y se encuentran emplazado dentro de los límites de la institución educativa primaria 71011 San Luis Gonzaga, el cual está ubicada al frente de la plaza Francisco Bolognesi de la ciudad de Ayaviri, Provincia Melgar, Departamento Puno.

Longitud: 329021.55 m E

Latitud: 8354382.92 m S

Altitud: 3921 m

k. Vías de acceso

El acceso peatonal y vehicular a la zona de la edificación educativa desde la plaza de armas de la ciudad de Ayaviri, se realiza siguiendo la alameda Felipe S. Castro, donde se llega a la plaza Francisco Bolognesi y al frente de esta se encuentra la puerta de la institución educativa primaria 71011 San Luis Gonzaga.

A continuación, se muestra la ubicación geográfica de la edificación educativa de 71011 San Luis Gonzaga.



Figura 10. Ubicación de la edificación de I.E.P. 71011.

Fuente: Elaboración Propia



Figura 11. I.E.P. 71011 San Luis Gonzaga.

Fuente: Elaboración propia

1.7. ORGANIZACIÓN DEL ESTUDIO

En el CAPÍTULO 1, se desarrollan la descripción y la formulación del problema, la importancia y utilidad del presente trabajo de investigación, así también se desarrolla el planteamiento de los objetivos y la formulación de las hipótesis, juntamente con la ubicación de cada edificación educativa.

En el CAPÍTULO 2, se describen los antecedentes de la investigación y el marco teórico que dan base en las definiciones que son: la metodóloga de investigación, muestreo, ensayo de esclerómetro, definiciones de la vulnerabilidad sísmica, diagrama de momento curvatura y momento giro, análisis estático no lineal, curvas de capacidad, desempeño estructural y estados de daño según ATC – 40 y SEAOC 1999 y la obtención de las funciones de vulnerabilidad.

En el CAPÍTULO 3, se emplea la metodología descrito en el marco teórico para las cinco (05) edificaciones educativas que son, el muestreo para cada estrato del presente trabajo de investigación, análisis de datos y análisis estadístico del ensayo de esclerómetro para la obtención de las resistencias actuales a compresión de cada elemento estructural, modelamiento matemático de las edificaciones en estudio, fundamentos del análisis estático no lineal y su implementación mediante el software CSI-ETABS, para obtener las respuestas sísmicas (desplazamientos y derivas en el rango inelástico mediante las rótulas plásticas) y finalmente se describe el procedimiento para determinar las curvas de capacidad y espectro de capacidad para así determinar los puntos de desempeño y funciones de vulnerabilidad en base a los daños obtenidos.

En el CAPÍTULO 4 se describen los resultados y la discusión de todo el procedimiento desarrollado en el capítulo 3, así mismo contrastándolos con los objetivos propuestos de la investigación, por ello se compara los resultados de los análisis desarrollados, en donde se consigue verificar la viabilidad de la investigación.

En el CAPÍTULO 5, se describen las conclusiones y los resultados obtenidos de la presente investigación a partir de los objetivos propuestos. Así también se describen las recomendaciones de la investigación para el planteo de futuras investigaciones y criterios de evaluación de la vulnerabilidad sísmica en las edificaciones de la ciudad de Ayaviri.

CAPÍTULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

Martínez y Bocanegra (2011), calcularon la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares denominadas 780 post 97 ubicados en el distrito de Ica, a partir de los porcentajes de daño asociado a distorsiones de entrepisos para los cinco tipos de módulos, empleando para la respuesta de la estructura, la metodología del análisis estático no lineal “Pushover” y para los daños tomando en cuenta los niveles de desempeño del ATC-40 y para las funciones de vulnerabilidad siguiendo la metodología propuesta por Miranda (1999), en que concluyeron lo siguiente:

El daño esperado para los colegios con módulos 780-97 del distrito de Ica con suelo flexible varía de 0.23% a 0.30% por lo que son más vulnerables frente a un evento sísmico, mientras que para el distrito de Arequipa con suelo rocoso varía de 0.02% a 0.05%, tal y como se muestra en la figura 12, para un $PGA = 0.4g$.

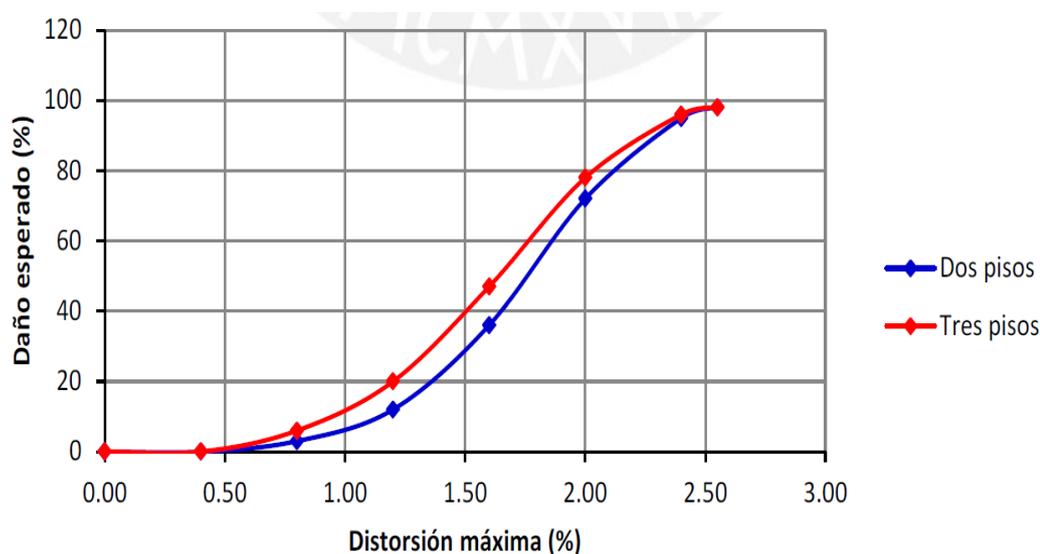


Figura 12. Daño esperado para módulo de dos y tres pisos para el distrito de Ica.

Fuente: (Martínez y Bocanegra, 2011).

Cárdenas y Ccama (2013) en la investigación de tesis que realizaron sobre el tema de vulnerabilidad sísmica de nueve (09) instituciones educativas públicas en el distrito de Puno, que tuvieron como objetivos, calcular los desplazamientos de las edificaciones aporricadas de concreto armado frente a distintas sollicitaciones sísmicas, así también determinar la probabilidad de daño de las

edificaciones aporricadas de concreto armado partir de la metodología de análisis por superposición modal espectral y análisis tiempo – historia y de las curvas de fragilidad según Hazus esto para el cálculo de los daños, por lo que concluyeron:

Como resultado, 8 de las 9 edificaciones evaluadas sobrepasan los desplazamientos máximos, los cuales nos indica que estas edificaciones son vulnerables frente a un movimiento sísmico de magnitud por debajo de lo diseñado, así también se concluye que las 9 edificaciones evaluadas de la ciudad de Puno, poseen la probabilidad para los estados de daño leve y moderado, mas no presentan para los estados de daño severo y completo, por lo que 8 infraestructuras son vulnerables frente a un movimiento sísmico con una aceleración del terreno en la ciudad de Puno, $PGA=0.3g$ según la RNE E.030 diseño sismoresistente del año 2003, donde a continuación se muestra los resultados de la probabilidad de daño en la tabla 1.

Tabla 1

Probabilidad de daño de las infraestructuras educativas en el distrito de Puno.

PROBABILIDAD DE DAÑO (%), $PGA = 0.30g$													
Nro.	DESCRIPCIÓN (I.E.S.)	AÑO DE CONSTR.	Nro. Pisos	Dirección X-X					Dirección Y-Y				
				sin daño	leve	moderado	severo	completo	sin daño	leve	moderado	severo	completo
1	Politécnico Huáscar	2010	02	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	89.00	10.00	0.00	0.00
2	San José	2006	02	2.00	74.00	25.00	0.00	0.00	98.00	2.00	0.00	0.00	0.00
3	Aplicación UNA	2003	02	2.00	63.00	36.00	0.00	0.00	73.00	27.00	0.00	0.00	0.00
4	María Auxiliadora	2002	03	0.00	5.00	95.00	0.00	0.00	3.00	57.00	40.00	0.00	0.00
5	Comercial Nro. 45	1991	03	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	15.00	83.00	2.00	0.00	0.00
6	Industrial Nro. 32	1985	02	1.00	70.00	29.00	0.00	0.00	0.00	27.00	73.00	0.00	0.00
7	Santa Rosa	1980	02	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	11.00	88.00	1.00	0.00	0.00
8	Independencia Nacional	1975	01	48.00	52.00	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	José Antonio Encinas	1974	01	35.00	65.00	0.00	0.00	0.00	11.00	87.00	2.00	0.00	0.00

Fuente: (Cárdenas y Ccama, 2013).

Chacón y Paz (2016), en la investigación de tesis que evaluaron a los colegios típicos modernos 780 post 97 de tres aulas, de dos y tres niveles, en cual tuvo como objetivos, evaluar la perdida mediante la definición de estados de daño locales en los elementos del edificio y generar matrices de daño frente al aumento

de intensidad, donde empleando la metodología del análisis de las curvas IDA calcularon las pérdidas económicas, en el cual concluyeron lo siguiente:

Para los edificios escolares 780 post 97 de dos y tres niveles de la costa peruana, presentan pérdidas bajas hasta una intensidad de 1.5g de pseudoaceleración. Estos edificios entran en el rango de irreparabilidad aproximadamente en valores cercanos a 2.5g. Por lo tanto, se concluye que tienen un buen desempeño sísmico frente a sismos raros y cumplen satisfactoriamente la filosofía del diseño sísmorresistente según la norma E.030. Y los índices de daño global de la estructura son los siguientes: Inmediata ocupación (IO) 3%; Daño Controlado (DC) 15%; Seguridad de Vida (LS) 25%; Prevención de colapso de la estructura (CO) 100%, donde a continuación se muestra en la figura 13.

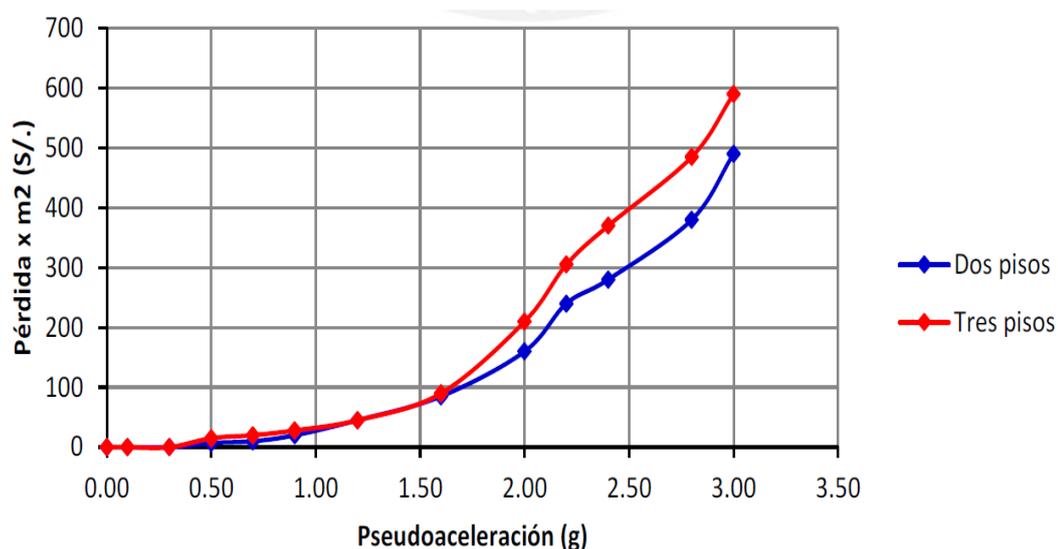


Figura 13. Funciones de vulnerabilidad para módulos de dos y tres pisos, en las costas peruanas.

Fuente: (Chacón y Paz, 2016).

Quiroz (2017), en la investigación que realizó en las edificaciones denominados módulo 780 Pre NDSR 1997, tuvo como objetivos determinar la respuesta no lineal de la edificación escolar de dos y tres niveles ubicados en el distrito de Lima Metropolitana y sometidos a distintos niveles de intensidad sísmica a partir de emplear la metodología propuesta por Miranda (1999) y estimar el nivel de daño asociado a la respuesta sísmica de dichas edificaciones empleando la metodología del análisis estático no lineal “Pushover”, rótulas plásticas y cálculo de daño según SEAOC 1999 en el cual concluyó lo siguiente:

De acuerdo a la curva de capacidad sectorizada y a los criterios empleados para cálculo del daño se tiene: en el módulo de dos pisos para un desplazamiento en el techo de 34.65mm y una distorsión de 0.56% la estructura es inestable cercano al colapso y el porcentaje de daño supera el 74.49%. En el módulo de tres pisos para un desplazamiento en el techo de 50.85mm y una distorsión de 0.55% la estructura es inestable cercano al colapso y el porcentaje de daño supera el 79.25%, tal y como se muestra en la figura 14, para un $PGA = 0.45g$.

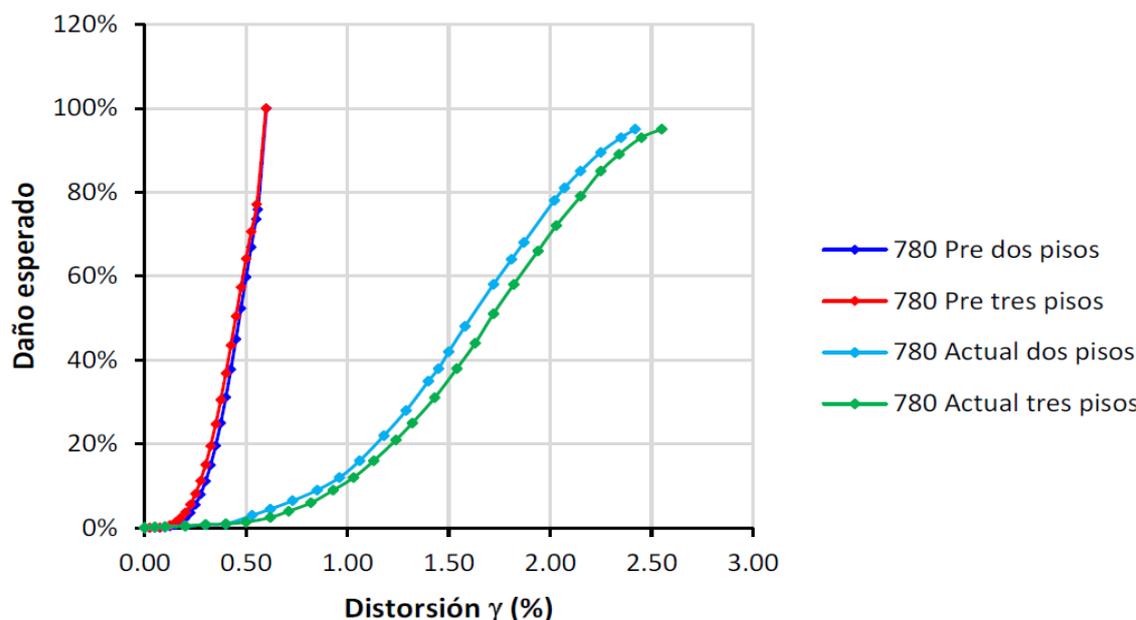


Figura 14. Funciones de vulnerabilidad para módulos de dos y tres pisos, para el distrito de Lima Metropolitana.

Fuente: (Quiroz, 2017).

Choqueza y Molluni (2018), en la investigación que realizaron para nueve (09) edificaciones de concreto armado que son; uno de un piso, siete de dos pisos y uno de cuatro pisos en el distrito de Ocuvi – Puno, en el cual tuvieron como objetivos, calcular las derivas máximas de entrepiso de las edificaciones públicas de concreto armado en la zona urbana del distrito de Ocuvi, frente a distintas solicitaciones sísmicas, según la propuesta del RNE E.030, empleando la metodología del análisis de un modelo matemático en CSI ETABS de superposición modal espectral y análisis tiempo – historia, así también determinó la probabilidad de daño de las edificaciones públicas de concreto armado frente a distintas solicitaciones sísmicas, asociado a los estados de daño, según la metodología Hazus-FEMA y las curvas de fragilidad que son generados por el método analítico para estimar razonablemente el grado de vulnerabilidad sísmica de las edificaciones, por lo que concluyeron:

El 88.89% de edificaciones públicas de concreto armado, en la zona urbana del distrito de Ocuvi, exceden el valor límite de deriva de entrepiso (0.007), con un valor medio de 0.009 de deriva de entrepiso. Este fue calculado por medio del análisis dinámico por superposición modal y análisis dinámico historia de respuesta en el tiempo, según la propuesta de la RNE E.030 - 2016 sometidas a una sollicitación sísmica de $PGA = 0.35g$, considerando una zona 3.

El 100.00% de edificaciones públicas de concreto armado, en la zona urbana del distrito de Ocuvi, presentan diversos valores probabilidad de daño, asociados a los estados de daño: Leve, moderado y severo, con un valor medio de 38.34 % de probabilidad de daño, de acuerdo a la propuesta de la metodología Hazus – FEMA. A continuación, se detallan los valores de probabilidad de daño de las edificaciones ubicadas en la zona 3 con una aceleración de $PGA = 0.35g$, mostrados en la tabla 2.

Tabla 2

Probabilidad de daño de las nueve edificaciones, para el distrito de Ocuvi - Puno.

PROBABILIDAD DE DAÑO (%), $PGA = 0.35g$							
Nro.	DESCRIPCIÓN	Nro. Pisos	Estados de daño				
			NTP E.030	Leve	Moderado	Severo	Completo
1	I.E.P. Sagrado Corazón de Jesús – bloque A	02	96.16	100.00	34.23	0.00	0.00
2	I.E.P. Sagrado Corazón de Jesús – bloque B	02	100.00	100.00	100.00	10.73	0.00
3	Centro de Estimulación Temprana y Desarrollo I	01	0.01	6.15	0.00	0.00	0.00
4	Salón de usos Múltiples	02	99.11	100.00	76.77	0.00	0.00
5	Comedor María Parado de Bellido	02	76.56	100.00	7.03	0.00	0.00
6	I.E.I. Sagrado Corazón de Jesús	02	75.73	99.99	37.16	0.00	0.00
7	I.E.S.A. Ocuvi bloque A	02	94.28	100.00	71.23	0.00	0.00
8	Mercado de Ocuvi	02	95.29	100.00	69.01	0.00	0.00
9	Municipalidad distrital de Ocuvi	04	77.54	100.00	32.58	0.00	0.00

Fuente: (Choqueza y Molluni, 2018).

2.2. MARCO TEÓRICO

2.2.1. Tipo de Investigación

Investigación aplicada

Es también llamada práctica, empírica, activa o dinámica, y se encuentra íntimamente ligada a la investigación básica, ya que depende de sus descubrimientos y aportes teóricos para poder generar beneficios y bienestar a la sociedad. Se sustenta en la investigación teórica; su finalidad específica es aplicar las teorías existentes a la producción de normas y procedimientos tecnológicos, para controlar situaciones o procesos de la realidad (...). La investigación aplicada busca conocer para hacer, actuar, construir y modificar; le preocupa la aplicación inmediata sobre una realidad concreta. Este tipo de investigación es que realizan (o deben realizar) los egresados de pre- y posgrado de las universidades (Valderrama, 2013, p.39).

2.2.2. Nivel de Investigación

Investigación Descriptiva

Los estudios descriptivos buscan especificar las propiedades, las características y los perfiles importantes de personas, grupos, comunidades, o cualquier otro fenómeno que se someta a un análisis. Describen situaciones, eventos o hechos, recolectando datos sobre una serie de cuestiones y se efectúan mediciones sobre ellas, buscando especificar propiedades, características y rasgos importantes de cualquier fenómeno que se analice. Por lo que las hipótesis, se utilizan a veces en estudios descriptivos, para intentar predecir un dato o valor en una o más variables que se van a medir u observar. (Hernández, Fernández y Baptista, 2010, p.80).

2.2.3. Selección del tamaño de muestra

Gutiérrez y Vladimirovna (2016) refiere que para la selección del tamaño de muestra deben cumplir con las siguientes características. Representativa. Todos y cada uno de los elementos de la población deben tener la misma oportunidad de ser tomados en cuenta para conformar la muestra. Adecuada y válida. El error de la muestra debe ser el mínimo posible respecto de la población. Confiabilidad. El tamaño de la muestra debe obtenerse mediante algún proceso matemático que elimine la incidencia del error.

2.2.4. Recolección de datos

Enfoque cuantitativo

La recolección de los datos se fundamenta en la medición (se miden las variables o conceptos contenidos en las hipótesis). Esta recolección se lleva a cabo al utilizar procedimientos estandarizados y aceptados por una comunidad científica. Para que una investigación sea creíble y aceptada por otros investigadores, debe demostrarse que se siguieron tales procedimientos. Como en este enfoque se pretende medir, los fenómenos estudiados deben poder observarse o referirse en el “mundo real”. (Hernández, et al. 2014, p.5)

2.2.5. Muestreo aleatorio estratificado

Seleccionar una muestra en forma independiente de cada estrato. Si las muestras por estrato se eligen con el muestreo aleatorio simple, entonces éste se denomina muestreo aleatorio estratificado (este tipo de muestreo es el que comúnmente se utiliza). No hay reglas determinantes para elegir el tamaño de cada estrato. (Gutiérrez y Vladimirovna, 2016, p.10).

a) Intervalos de confianza

En la estimación de los intervalos de confianza es obtener un intervalo de poca amplitud y con una alta probabilidad de que el parámetro " θ " se encuentra en su interior. Así pues, eligeremos probabilidades cercanas a la unidad, que se presentan por " $1-\alpha$ ", en lo cual los valores de " α " varían de 0 a 1 y cuyos valores más frecuentes del intervalo de confianza suelen ser 90%, 95% y 99% (Córdova, 2003, p.391). Para el presente trabajo de investigación, la estimación de los intervalos de confianza se consideró para un 95%.

$$P\left(\hat{\theta}_1 < \theta < \hat{\theta}_2\right) = 1 - \alpha = 95\%, \quad (2.1)$$

Donde $\hat{\theta}_1, \hat{\theta}_2$ se denomina intervalos de confianza del $1-\alpha$ 100%, la fracción $1-\alpha$ se denomina coeficiente de confianza, grado de confianza o nivel de confianza y los puntos $\hat{\theta}_1$ y $\hat{\theta}_2$ se llaman límites de confianza.

$$P -t_{\alpha/2} \leq T \leq t_{\alpha/2} = 1 - \alpha = 95\% \quad (2.2)$$

$$T = \frac{\bar{x} - u}{\frac{s}{\sqrt{n}} \times \sqrt{\left(1 - \frac{n}{N}\right)}} = \frac{e}{\frac{s}{\sqrt{n}} \times \sqrt{\left(1 - \frac{n}{N}\right)}} \quad (2.3)$$

$$P\left(\bar{x} - t_{\alpha/2} \sqrt{\left(1 - \frac{n}{N}\right)} \frac{s}{\sqrt{n}} \leq u \leq \bar{x} + t_{\alpha/2} \sqrt{\left(1 - \frac{n}{N}\right)} \frac{s}{\sqrt{n}}\right) = 1 - \alpha \quad (2.4)$$

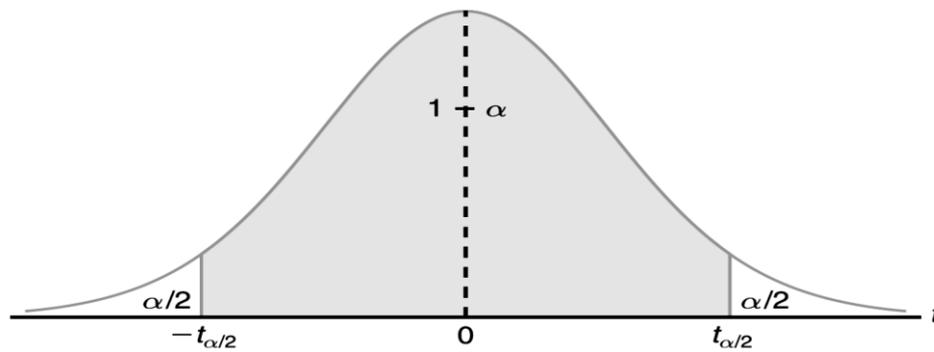


Figura 15. Intervalo de confianza de $1 - \alpha = 95\%$.

Fuente: (Córdova, 2003).

b) Precisión de la estimación "e (%)".

Un porcentaje de error "e(%)", que suele tomar valores entre 0 y 0.10, mientras más pequeño el tamaño de muestra, aumenta el porcentaje de error. En efecto, dados un nivel de confianza de 95%, una muestra asociada a un error de 2% necesita 2500 casos para inferir a la población. Bajo los mismos supuestos, una muestra con un error de 1% requiere de 10000 casos y una muestra asociada a un error de 0.5% necesita de 40000 observaciones (Vivanco, 2005, p.60).

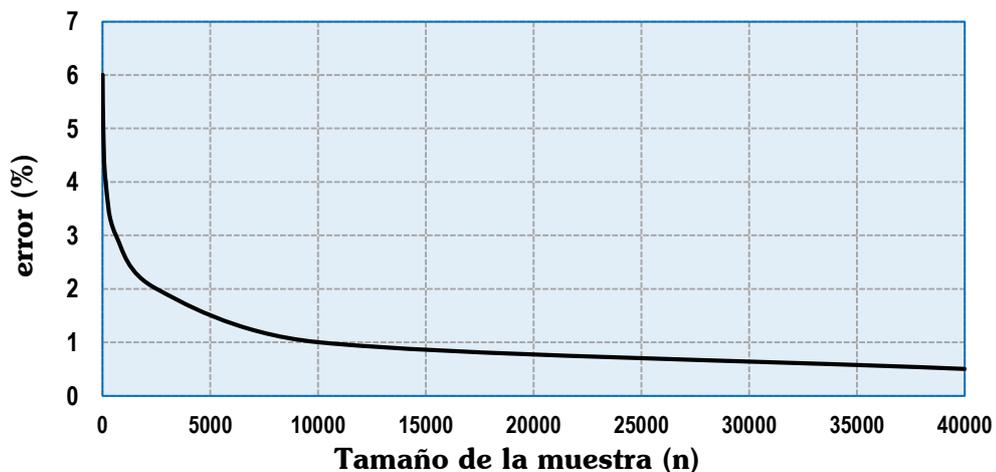


Figura 16. Tamaño de la muestra asociado a porcentaje de error para I.C. = 95%.

Fuente: (Vivanco, 2005).

c. Tamaño de la muestra para muestreo aleatorio simple

El tamaño de muestra se obtiene a partir de la ec. 2.3 y despejando "n":

$$e = t_{\alpha/2} \sqrt{\left(1 - \frac{n}{N}\right) \frac{s}{\sqrt{n}}}, \quad n = \frac{t_{\alpha/2}^2 s^2}{e^2 + \frac{t_{\alpha/2}^2 s^2}{N}} = \frac{n_0}{1 + \frac{n_0}{N}} \quad (2.5)$$

$$n_0 = \frac{t_{\alpha/2}^2 s^2}{e^2}, \quad s^2 = \frac{\sum_{i=1}^n x_i - \bar{x}^2}{n}, \quad \bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \quad (2.6)$$

Dónde: "n₀" es el tamaño de muestra para una muestra aleatoria con reemplazo y para una población infinita y "s²" es la varianza muestral.

d. Tamaño de muestra para proporciones

El tamaño de muestra para proporciones se determina a partir de.

$$e = Z_{\alpha/2} \sqrt{\left(1 - \frac{n}{N}\right) \frac{S}{\sqrt{n}}}, \quad n = \frac{Z_{\alpha/2}^2 NS^2}{Ne^2 + Z_{\alpha/2}^2 S^2} \quad (2.7)$$

Considerando para proporciones y reemplazando a la ec. (2.7) se obtuvo.

$$S^2 = \frac{N}{N-1} pq \quad (2.8)$$

$$n = \frac{Z_{\alpha/2}^2 N \left(\frac{N}{N-1} pq \right)}{Ne^2 + Z_{\alpha/2}^2 \left(\frac{N}{N-1} pq \right)} = \frac{NpqZ_{\alpha/2}^2}{N-1 e^2 + pqZ_{\alpha/2}^2} \quad (2.9)$$

Donde:

Z : Valor del coeficiente de confianza para 95% = 1.96.

p : Probabilidad de éxito que se asignó "p = 0.95".

q : Probabilidad de fracaso "q = 1 - p = 0.05".

N : Tamaño de la población (Se conoce puesto que es finito).

e : Error de estimación máximo aceptado = 10%.

n : Tamaño de la muestra.

Para un error prefijado se necesitaran tamaños de muestra más pequeños cuando más próximo este " p " a cero o a uno. Este resultado es muy importante en la práctica, ya que cuando se estiman proporciones y no se conoce el valor de la proporción poblacional " p " ni se tiene una aproximación suya (proporcionada por una encuesta similar, por una encuesta piloto, por la misma encuesta realizada anteriormente ni por ningún otro metodo), entonces se toma " $p = 1/2$ ", con lo que estamos situándonos en el caso de máximo tamaño muestral para el error fijado, lo cual siempre es aceptable estadísticamente. La dificultad práctica puede ser que se obtenga un tamaño muestral " n " demasiado grande para el presupuesto de que se dispone. (Pérez, 2010, p.131)

Choqueza y Molluni (2018) en su trabajo de investigación para el muestreo de elementos estructurales de las edificaciones de concreto armado, tomaron valores para la variabilidad positiva de " $p = 0.95$ ".

2.2.6. El ensayo de esclerómetro

Gómez (1987) indica que el ensayo esclerométrico o índice de rebote mediante esclerómetro “es una de las pruebas no destructivas de la dureza superficial del concreto. La diseñó el ingeniero suizo Ernest Schmidt en 1948, siendo su valor “R” (Índice de rebote) una unidad adimensional que relaciona a dureza superficial del concreto con su resistencia de modo experimental”.

La norma NTP 339.181 define como el método de ensayo para determinar el número de rebote del hormigón (concreto) endurecido (esclerometría), este ensayo se aplica para evaluar la uniformidad del hormigón (concreto) in situ, para delinear regiones de una estructura de calidad pobre u hormigón (concreto) deteriorado y para estimar el desarrollo de la resistencia in situ del concreto.



Figura 17. Martillo Schmidt para la obtención del índice de rebote.

Fuente: (Gómez, 1987).

2.2.7. Factores que afectan en la lectura del esclerómetro.

Gómez (1987) menciona que para el ensayo de esclerómetro se ha identificado una serie de factores que afectan su lectura tal como: 1. Posición del aparato, 2. Carbonatación superficial del hormigón, 3. Condición de humedad superficial, 4. Diferentes capas de concreto y 5. Tipos de cemento.

a. Posición del aparato.

Gómez (1987) en su artículo presentado indica que, al depender el índice de la magnitud del rebote de la masa, el valor determinado se verá afectado por la posición del aparato: horizontal, inclinado hacia arriba o hacia abajo, ya que la componente de la gravedad actuará de una manera favorable o desfavorable sobre el rebote de esa masa. Los productores de aparatos acostumbran colocar sobre cada uno de ellos unas curvas de calibración para posiciones horizontal inclinado hacia arriba o hacia abajo, dependiendo del valor del ángulo tal y como se muestra el diagrama en la figura 18.

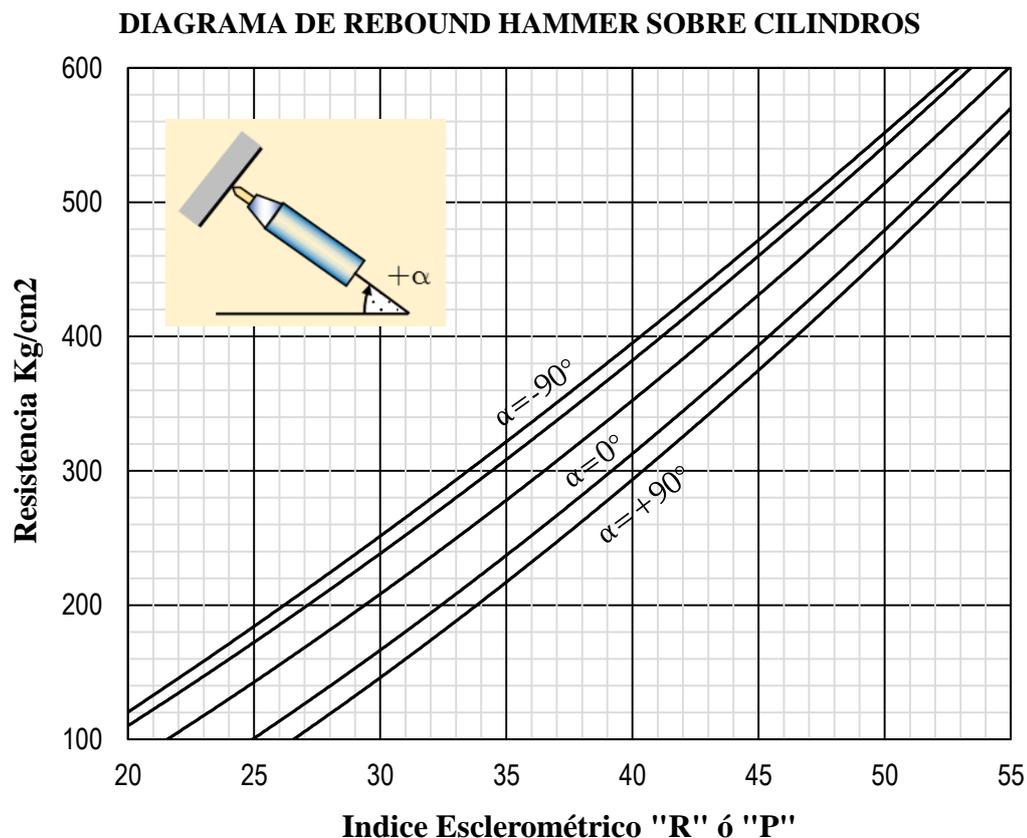


Figura 18. Diagrama de Rebound Hammer para cilindros.

Fuente: Elaboración Propia.

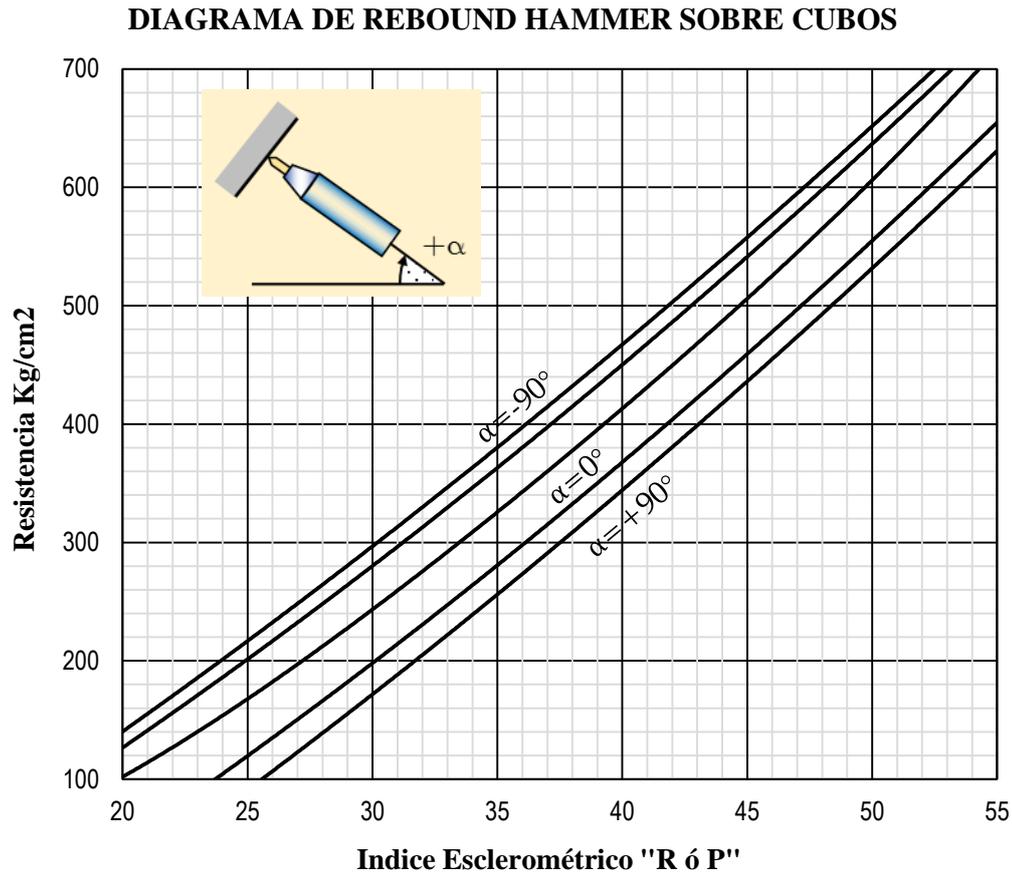


Figura 19. Diagrama de Rebound Hammer para cubos.

Fuente: Elaboración Propia.

b. Carbonatación superficial del concreto

Gómez (1987) indica que el hormigón presenta, con el paso del tiempo, un fenómeno de carbonatación de la superficie, que ocasiona un aumento de la dureza superficial, sin aumento de las resistencias mecánicas. Aproximadamente se puede establecer la profundidad de la carbonatación mediante la expresión:

$$C = K\sqrt{t}, \quad K = R\sqrt{\frac{A/C - 0.25^2}{0.345 + 0.9 A/C}} \tag{2.10}$$

$$C = R\sqrt{\frac{A/C - 0.25^2}{0.345 + 0.9 A/C}} t, \quad R = r_1 \times r_2 \times r_3 \tag{2.11}$$

Donde:

C: Profundidad de la carbonatación (mm)

A/C: Relación agua cemento

t : Tiempo (años)

r_1, r_2, r_3 : Factores que dependen del cemento, agregados y aditivos empleados, véase tabla 3.

Tabla 3
Factores de r_1, r_2, r_3 .

Influencia del cemento	Portland normal	Alta resistencia	Escorias 40%-60%	Pozulánico 1.7-1.9
Valor de (r_1)	1	0.6	1.4-2.2	
Influencia del agregado	Rodado de rio	Arena natural grava lig.	Agregados livianos	Cenizas 3.3
Valor de (r_2)	1	1.2	2.9	
Influencia del aditivo	Normal	Aireantes	-	Plastificantes 0.4
Valor de (r_3)	1	0.6		

Nota. Fuente: Gómez, J. (1993).

A continuación, se presenta el diagrama de factor de corrección por carbonatación.

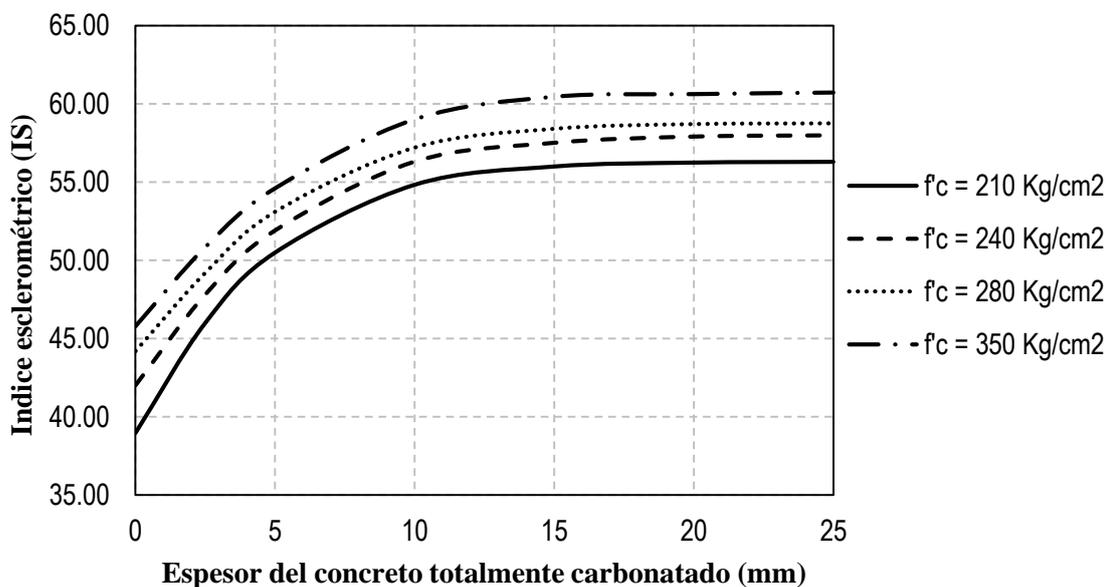


Figura 20. Influencia por carbonatación.

Fuente: (Gómez, 1987).

c. Condición de humedad superficial

Gómez (1987) menciona que la presencia de agua en los poros superficiales del hormigón ejerce un efecto amortiguador sobre el golpe de la masa, haciendo que superficies húmedas presenten menores valores de índice que las superficies secas.

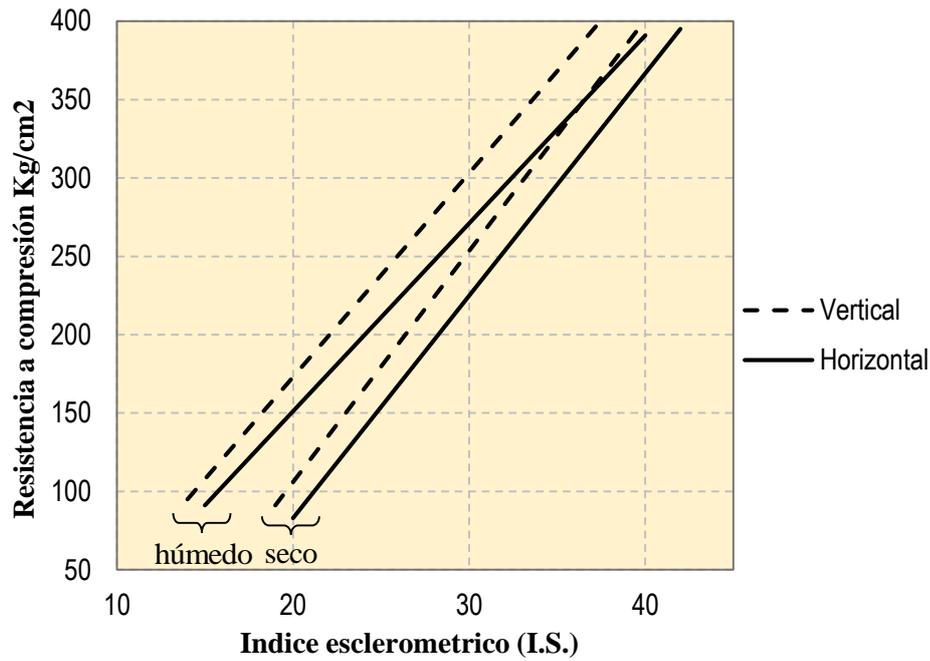


Figura 21. Influencia por humedad superficial.

Fuente: (Gómez, 1987).

d. Capas diferentes de concreto

Gómez (1987) indica que, al existir dos o más capas de concreto, se crea una discontinuidad en la superficie de contacto entre ellas, que altera el valor del índice esclerómetro determinado, situación que se hace más notable, si las capas presentan valores muy diferentes.

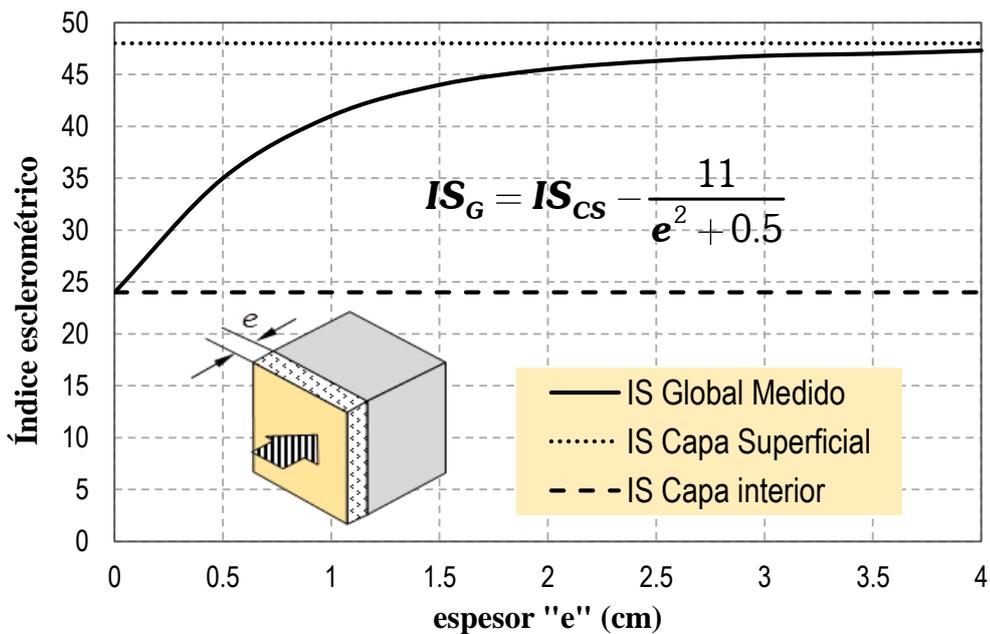


Figura 22. Variación del índice esclerómetro con el espesor de la capa superficial.

Fuente: (Gómez, 1987).

Para hallar el índice esclerométrico de la capa interior se calculó a partir de la interpolación lineal para un espesor de tarrajeo de 1.5 cm, y de la figura 22 para un valor de $IS_{CS}' = 48$, $IS_G' = 44$ y $IS_{CI}' = 24$, el índice esclerométrico de la capa interior esta expresado de la siguiente forma.

$$IS_{CI} = IS_{CS} + 6 IS_G - IS_{CS} \tag{2.12}$$

$$IS_{CI} = IS_G - \frac{55}{e^2 + 0.50} \tag{2.13}$$

e. Tipo de cemento.

Gómez (1987) ha determinado que el tipo de cemento usado imprime una dureza superficial característica al hormigón con el confeccionado. Estas diferencias en dureza superficial (y por tanto en índice esclerómetro) son mayores a medida que aumenta la resistencia a compresión del hormigón.

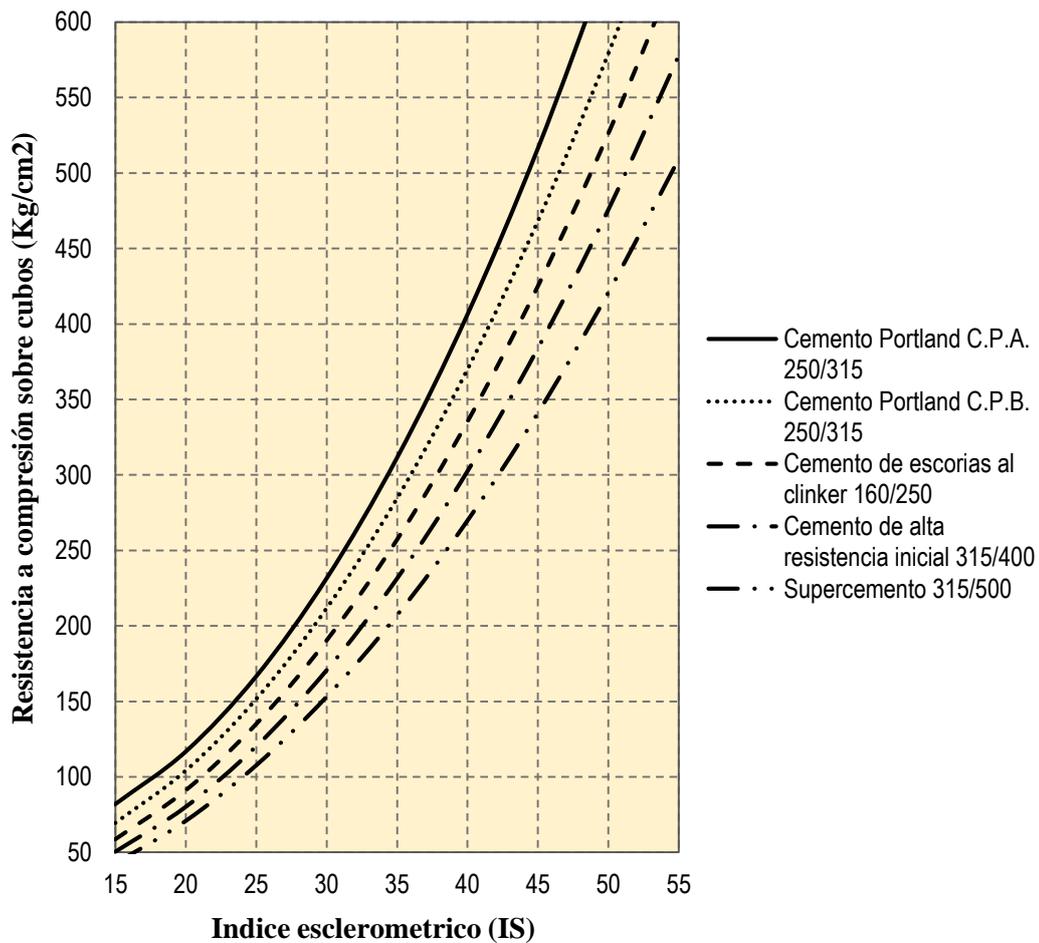


Figura 23. Influencia del tipo de cemento.

Fuente: (Gómez, 1987).

2.2.8. Vulnerabilidad

INDECI (2006), la vulnerabilidad, es el grado de debilidad o exposición de un elemento o conjunto de elementos frente a la ocurrencia de un peligro natural o antrópico de una magnitud dada. Es la facilidad como un elemento (infraestructura, vivienda, actividades productivas, grado de organización, sistemas de alerta y desarrollo político institucional), pueda sufrir daños humanos y materiales. Se expresa en términos de probabilidad, en porcentaje de 0 a 100 (p.18). Que a continuación se presenta los niveles y tipos de vulnerabilidad; ambiental y ecológica, física, económica, social, educativa, cultural e ideológica, política e institucional, y científica tecnológica que está relacionado con los porcentajes de daño.

Tabla 4

Niveles de vulnerabilidad vs probabilidad de daño

NIVEL	DESCRIPCIÓN/CARACTERÍSTICAS	VALOR
VB Vulnerabilidad baja	Viviendas asentadas en terrenos seguros, con material noble o sismo resistente, en buen estado de conservación, población con un nivel de ingreso medio y alto, con estudios y cultura de prevención, con cobertura de los servicios básicos, con buen nivel de organización, participación total y articulación entre las instituciones y organizaciones existentes.	< 25%
VM Vulnerabilidad media	Viviendas asentadas en suelo de calidad intermedia, con aceleraciones sísmicas moderadas. Inundaciones muy esporádicas, con bajo tirante y velocidad. Con material noble, en regular y buen estado de conservación, población con un nivel de ingreso económico medio, cultura de prevención en desarrollo, con cobertura parcial de los servicios básicos, con facilidades de acceso para atención de emergencia. Población organizada, con participación de la mayoría, medianamente relacionados e integración parcial entre las instituciones y organizaciones existentes.	26% a 50%
VA Vulnerabilidad alta	Viviendas asentadas en zonas donde se esperan altas aceleraciones sísmicas por sus características geotécnicas, con material precario, en mal y regular estado de construcción, con procesos de hacinamiento y tugurización en marcha. Población con escasos recursos económicos, sin conocimientos y cultura de prevención, cobertura parcial de servicios básicos, accesibilidad limitada para atención de emergencia; así como con una escasa organización, mínima participación, débil relación y una baja integración entre las instituciones y organizaciones existentes.	51% a 75%
VMA Vulnerabilidad muy alta	Viviendas asentadas en zonas de suelos con alta probabilidad de ocurrencia de licuación generalizada o suelos colapsables en grandes proporciones, de materiales precarios en mal estado de construcción, con procesos acelerados de hacinamiento y tugurización. Población de escasos recursos económicos, sin cultura de prevención, inexistencia de servicios básicos y accesibilidad limitada para atención de emergencias; así como una nula participación, participación y relación entre las instituciones y organizaciones existentes.	76% a 100%

Fuente: (INDECI, 2006).

2.2.9. Riesgo sísmico

Alonso (2012) define el riesgo sísmico como la probabilidad de que en una determinada área geográfica y durante la acción de una amenaza natural, se produzcan pérdidas de vidas humanas, económicas e infraestructura, que exceden ciertos valores o niveles prefijados de daño, y que se determinan a partir de la matriz del peligro sísmico (P) y la vulnerabilidad sísmica (V) (P.39).

$$R = f(P, V) \quad (2.15)$$

2.2.10. Vulnerabilidad sísmica

Quiroz (2017) define la vulnerabilidad sísmica como la relación entre la respuesta de la estructura sometida a una determinada intensidad sísmica y el nivel de daño, es decir, es el grado de pérdida de un elemento o varios elementos estructurales ante una demanda sísmica.

Alonso (2012) define que la vulnerabilidad es el nivel de predisposición que tiene una estructura a sufrir daños ante un evento sísmico, es decir, el límite en el que se sobrepasa el grado de reserva o el nivel de capacidad de respuesta disponible ante una amenaza sísmica conocida.

Villegas (2014) denomina vulnerabilidad al grado de daño que sufre una estructura debido a la ocurrencia de un peligro como los sismos. Estas estructuras se pueden calificar en "más vulnerables" o "menos vulnerables" ante un evento sísmico (p.19).

2.2.11. Peligro sísmico o amenaza sísmica

El INDECI (2006) define el peligro sísmico como la probabilidad de ocurrencia de un fenómeno natural o inducido por la actividad del hombre, potencialmente dañino, de una magnitud dada, en una zona o localidad conocida, que puede afectar un área poblada, infraestructura física y/o el medio ambiente (p. 13).

Villegas (2014) define como la probabilidad de excedencia de un cierto valor de la intensidad del movimiento del suelo producido por terremotos, en un determinado emplazamiento y durante un periodo de tiempo dado como la probabilidad de ocurrencia de un evento sísmico potencialmente dañino con una cierta intensidad, en un espacio y período de tiempo determinado (p.10).

A continuación, se muestra en la figura 24, el peligro sísmico en América Latina.

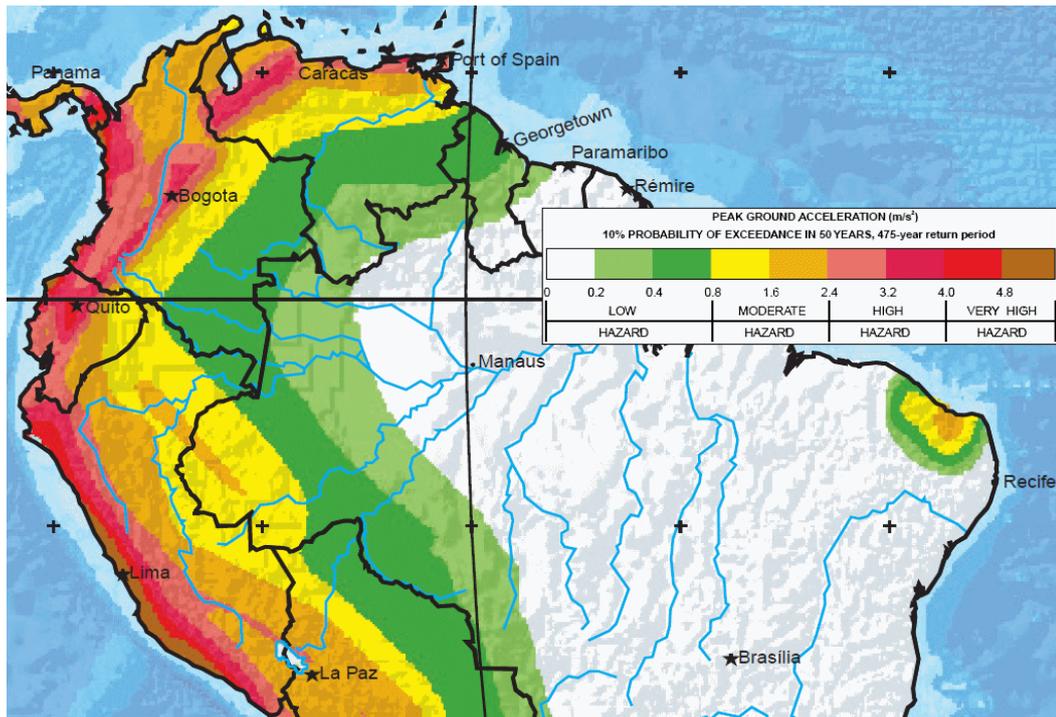


Figura 24. Peligro sísmico en América Latina.

Fuente: (ETHZ, 2018).

a. Probabilidad de ocurrencia vs. Periodo de retorno

De acuerdo a SEAOC 1999 en su p.431 y FEMA 356 en su p. 1-30 respectivamente, la fórmula que relaciona la probabilidad de ocurrencia "p" durante un periodo de años "t" con el periodo de retorno "T_R" es la siguiente:

$$T_R = \frac{1}{1 - 1 - p^{1/t}}, \text{ ó } T_R = -\frac{t}{\ln 1 - p} \tag{2.14}$$

b. Relación entre aceleraciones del suelo y periodos de retorno

Conocidos los valores de "a₁", "T₁" y "T₂", queda por determinar el valor de "a₂" a través de la siguiente expresión:

$$\frac{a_2}{a_1} = \left(\frac{T_2}{T_1} \right)^k \tag{2.15}$$

Donde "k" puede variar de 0.3 y 0.4.

2.2.12. Medición de los sismos

Para la medición, se considera la duración, la intensidad y la magnitud de un sismo.

a. Intensidad de un sismo

Según Mesta (2014) indica que la intensidad sísmica es la medida o estimación empírica de la vibración o sacudimiento del suelo, a través de cómo el hombre percibe las vibraciones sísmicas en el ambiente en que vive, el grado de daño que causan a las construcciones y los efectos que tienen sobre la naturaleza. Para la medición de la intensidad, se tiene la escala de Mercalli Modificada atribuido por el vulcanólogo italiano Giuseppe Mercalli en 1884. La escala de Mercalli Modificada es la más usada en América Latina, el cual se puede relacionar con la magnitud de un sismo y la distancia epicentral " r " en kilómetros de esta.

$$I_{MM} = 8.16 + 1.45M - 2.46 \ln r \quad \text{ó} \quad I_{MM} = 1.5M_L - 1.5 \quad (2.16)$$

b. Magnitud de un sismo

Para Mesta (2014) el concepto de magnitud conocido también como magnitud local " M_L ", fue introducido en 1935 por Charles Francis Richter, con la colaboración de Beno Gutenberg, en el cual Richter la relacionó en forma indirecta con la cantidad de energía que se libera durante el evento.

$$M_L = \log A - 3 \log 8\Delta t - 2.92 \quad (2.17)$$

Dónde; " A " amplitud de las ondas en milímetros tomada directamente en el sismograma, " Δt " tiempo en segundos desde el inicio de las P (primarias) al de las ondas S (Secundarias), " M_L " magnitud arbitraria pero constante a terremotos que liberan la misma cantidad de energía expresado en números arábigos.

De acuerdo a Mesta (2014) la escala sismológica de magnitud de momento " M_W " es una escala logarítmica usada para medir y comparar un terremoto y que está basada en la medición de la energía total que se libera en un sismo. El cual fue introducida en 1979 por Thomas C. Hanks y Hiroo Kanamori. Y tiene como ventaja el no saturarse cerca de valores altos y continúa con la escala de Richter.

$$M_W = \frac{2}{3} \log M_0 - 9.1 \quad (2.18)$$

Donde " M_0 " es el momento sísmico propuesta por Keiiti Aki (1966), profesor en el Instituto Tecnológico de Massachusetts (MIT).

La sismología mundial emplea la magnitud local, expresada en la escala de Richter, para determinar la magnitud de sismos de entre 2,0 y 6,9 grados y de 0 a 400 kilómetros de profundidad y para magnitudes superiores a los 6,9 se miden con la escala sismológica de magnitud de momento.

c. Correlación entre aceleración, intensidad y magnitud de un sismo

A continuación, se muestran fórmulas de la aceleración PGA o “Z” en función de la intensidad y la magnitud de un sismo (Elnashai, 2008 y Lindeburg, 1994).

$$PGA = 0.91 \times 10^{0.31 \times I_{MM}} \tag{2.19}$$

$$\log_{10}(PGA) = -2.1 + 0.81M - 0.027M^2 \tag{2.20}$$

Tabla 5
Correlación de PGA, intensidad de M.M. y magnitud aproximada

Aceleración max. esperada en roca (PGA).	Intensidad de Mercalli modificada (I_{MM})	Magnitud aproximada (M)	Descripción de la magnitud
0.03g y menos	I	<2.3	Sismo muy pequeño
	II	2.3-2.9	Generalmente no se siente, pero es registrado.
	III	3.0-3.6	
0.03g – 0.08g	IV	3.7-4.2	Sismo pequeño.
	V	4.3-4.9	A menudo se siente, pero sólo causa daños menores.
0.09g – 0.15g	VI	5.0-5.6	Sismo moderado.
0.16g – 0.25g	VII	5.7-6.2	Ocasiona daños ligeros a edificios.
0.26g – 0.45g	VIII	6.3-6.9	Sismo Grande.
0.46g – 0.60g	IX	7.0-7.6	Puede ocasionar daños severos en áreas muy pobladas.
0.61g – 0.80g	X	7.7-8.2	Sismo muy grande o terremoto mayor. Causa graves daños.
0.81g – 0.90g	XI	8.3-9.0	Gran terremoto.
0.91g y mas	XII	>9.0	Destrucción total a comunidades cercanas

Fuente: (Sarkisian, 2012)

2.2.13. Niveles de peligro sísmico

a. Niveles de peligro sísmico según propuesta por SEAOC 1999

De acuerdo a SEAOC (1999) define 4 niveles de peligro sísmico similar a los de FEMA 273, 274 y 356, que a continuación se muestra en la tabla 6.

Tabla 6

Nivel de peligro sísmico propuesta según SEAOC 1999

Nivel peligro sísmico	Ocurrencia	Periodo medio de retorno T (años)	Probabilidad de excedencia p(%) - t(años)
Sismo I	Frecuente	25	87% en 50 años
Sismo II	Ocasional	72	50% en 50 años
Sismo III (RNE, E.030)	Raro	250-800	10% en 50 años
Sismo IV	Muy raro	800-2500	10% en 100 años

Fuente: (SEAOC, 1999).

b. Niveles de peligro sísmico según propuesta por ACT-40

El ATC-40 (1996) presenta tres niveles de peligro sísmico, en el cual el sismo de diseño es usado en la mayoría de los códigos de edificaciones, incluyendo el RNE de diseño sismoresistente E.030. En el cual también es similar a los niveles de desempeño presentado por el SEAOC 1999 en sismos; ocasional, raro y muy raro.

Tabla 7

Niveles de peligro sísmico propuesta según ATC-40

Nivel de peligro sísmico	Ocurrencia	Periodo medio de retorno t(años)	Probabilidad de excedencia p(%) - t(años)
Sismo de Servicio	Frecuente	75	50% en 50 años
Sismo de Diseño (RNE, E.030)	Poco Frecuente	500	10% en 50 años
Sismo Máximo	Evento único	1000-2500	5% en 50 años

Fuente: (ATC-40, 1996).

2.2.14. Rigideces efectivas

De acuerdo a ATC-40 en su sección 9.5.3. y en su tabla 9-3, nos presenta las rigideces efectivas para los elementos estructurales.

Tabla 8
Rigideces efectivas segun ATC-40

Componente	Rigidez a la flexión	Rigidez a corte	Rigidez axial
Vigas, no pre esforzadas	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Vigas pre esforzadas	E_cI_g	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Columnas en compresión	$0.7E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Columnas en tensión	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Muros no agrietados	$0.8E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Muros agrietados	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Losas planas no pre esforzadas	-	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Losas planas pre esforzadas	-	$0.4E_cA_w$	E_cA_g

Fuente: (ATC-40, 1996).

2.2.15. Modelo de histéresis de Takeda

Los investigadores Takeda Sozen y Nielsen (1970) desarrollaron un modelo de histéresis para un análisis de respuesta sísmica inelástica de estructuras, los cuales representan la relación de resistencia - deformación de un modelo de miembro estructural, basándose en la observación experimental del comportamiento de un número de elementos de concreto armado.

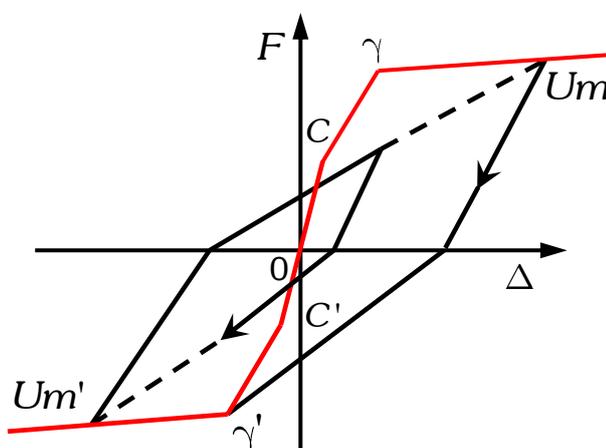


Figura 25. Modelo de histéresis de Takeda.

Fuente: (Takeda y Nielsen, 1970).

2.2.16. Modelo de histeresis Kinematic (Cinemático)

Altoontash, A (2004) indica que el modelo de histeresis cinemático se basa en el comportamiento de endurecimiento, y es el modelo de histéresis predeterminado para todos los materiales metálicos en el programa. Este modelo disipa una cantidad significativa de energía y es apropiado para materiales dúctiles.

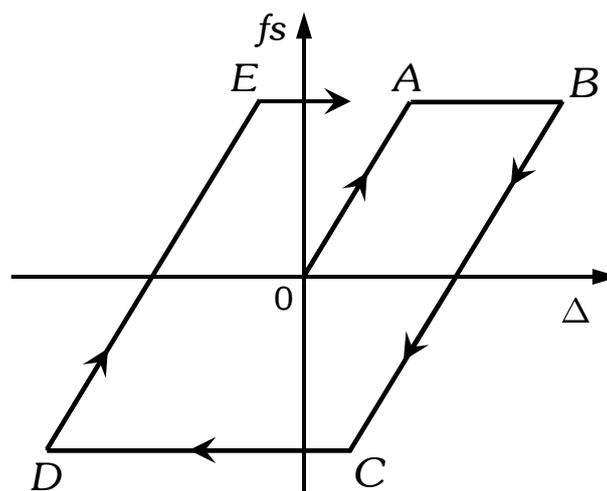


Figura 26. Modelo de histéresis elasto plástica para acero (Kinematic).

Fuente: (Altoontash, 2004).

2.2.17. Comportamiento estructural de la albañilería confinada

a. Albañilería confinada

Torrisi (2012) indica que inicialmente las estructuras de albañilería endentadas, se comportan casi monóticamente como un muro compuesto totalmente de albañilería o de concreto, pero a niveles relativamente bajos de cargas se produce una separación entre el panel de albañilería y los endentados de concreto.

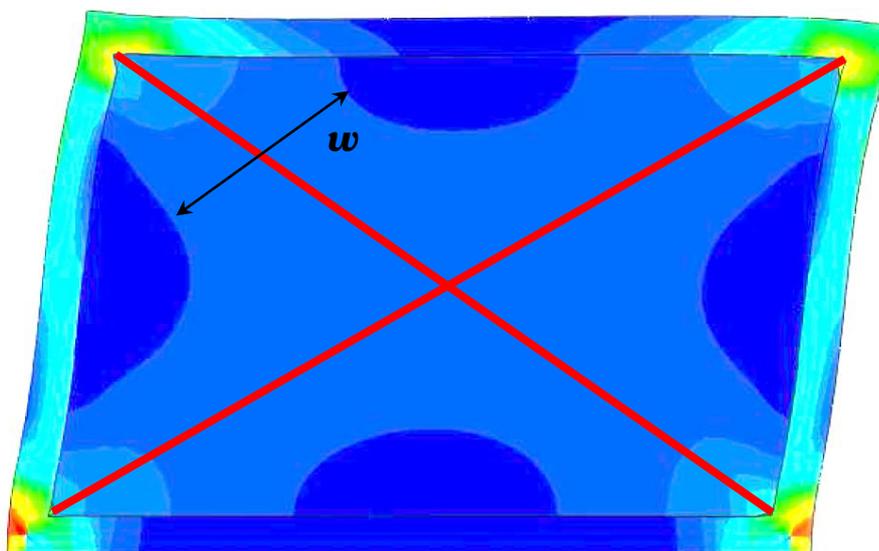


Figura 27. Comportamiento monolítico inicial de albañilería confinada endentada.

Fuente: (Torrise, 2012).

Esta separación genera que el panel quede en contacto con el pórtico circundante solo en dos esquinas opuestas y trabaje como un puntal en compresión

para el cual la idealización se realiza una sola diagonal equivalente tal como se muestra en la siguiente figura 28.

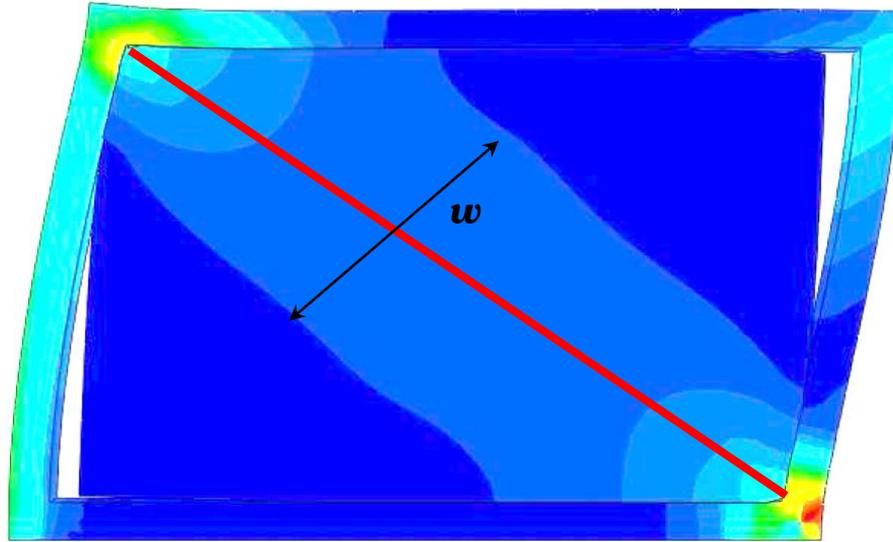


Figura 28. Separación del panel de albañilería del pórtico de concreto armado.
Fuente: (Torrissi, 2012).

b. Diagonal equivalente del muro

El diagonal equivalente del muro consiste en el reemplazo del todo el panel de albañilería en una diagonal equivalente. En la práctica debido a su simplicidad y a que realiza una buena predicción de la rigidez y la resistencia total del sistema.

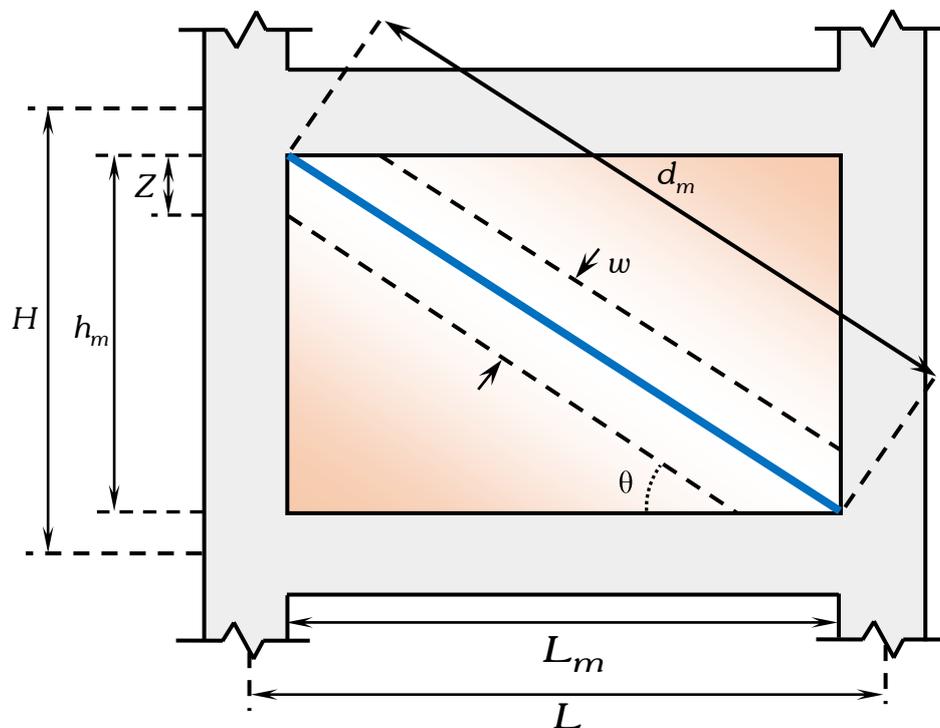


Figura 29. Diagonal equivalente del muro.
Fuente: (Crisafulli, 1997).

Para el ancho equivalente de la diagonal equivalente de albañilería, Paulay y Priestley (1992), proponen la siguiente relación.

$$d_m = \sqrt{L_m^2 + h_m^2} \quad (2.21)$$

$$w = 0.25d_m \quad (2.22)$$

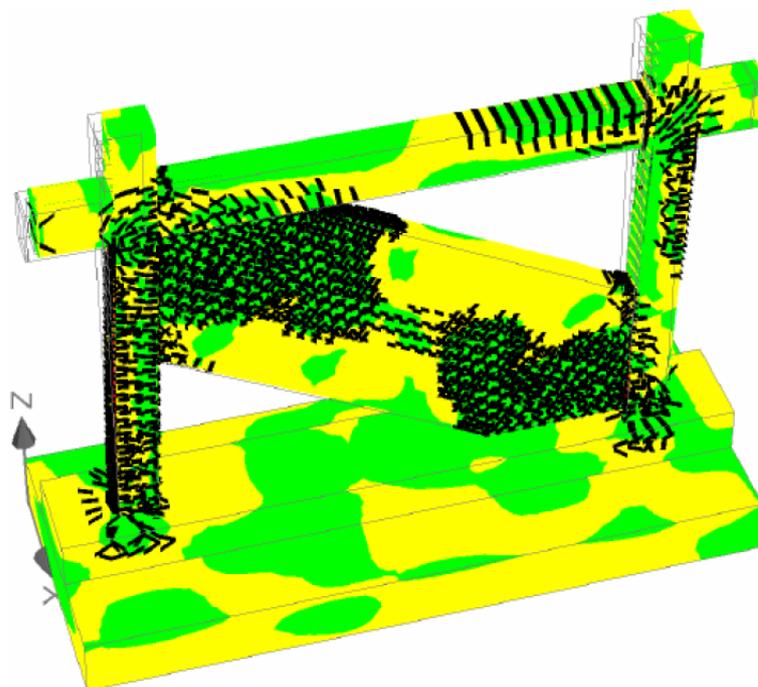


Figura 30. Comportamiento estructural muro pórtico para cargas monotónicas.

Fuente: (Torrissi, 2012).

2.2.18. Factor de brazo rígido “F_{BR}”

Palomino (2014) indica que para un análisis basado en la geometría de elementos (nudo a nudo), se puede sobreestimar las deflexiones en algunas estructuras, esto es debido al efecto de la rigidez causada por el traslape en la conexión de las secciones. Por el cual factor de brazo rígido conocido como "rigid zone factor" representa el porcentaje de la longitud de un elemento que se considera infinitamente rígida dentro del nodo o en una longitud especificada “End Offset” que varía de 0 a 1.0, para el cual recomienda usar un factor de brazo rígido de " $F_{BR} = 0.5$ " debido a que los momentos para dicho factor se acerca a los momentos teóricos para cualquier nivel, mientras para valores de factor de brazo rígido mayor a 0.5, los momentos son mayores al teórico a partir del segundo nivel a más .

En caso de los elementos estructurales apoyados y para estructuras de acero el factor de brazo rígido es 0 y un valor máximo de 1.0 se debe indicar cuando las uniones son totalmente rígidas o para elementos estructurales empotrados.

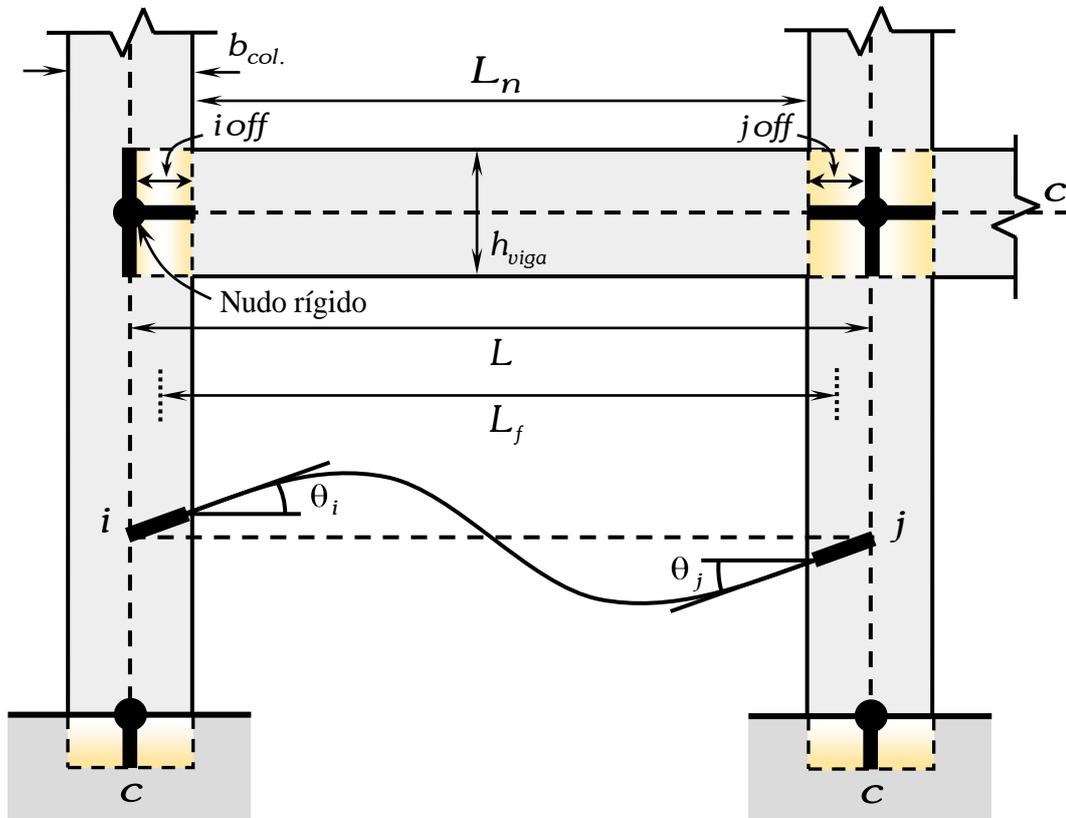


Figura 31. Brazos rígidos en elementos frame.

Fuente: (Palomino, 2014).

La longitud libre " L_n " de un elemento estructural viga o columna, esta expresado a partir de la siguiente ecuación:

$$L_n = L - i_{off} + j_{off} \quad (2.23)$$

La longitud flexible de cada elemento estructural estará expresada en función del factor de brazo rígido " F_{BR} " de la siguiente forma.

$$L_f = L - F_{BR} i_{off} + j_{off} \quad (2.24)$$

2.2.19. Modelos no lineales en el comportamiento de los materiales

Para el análisis y evaluación de estructuras de concreto armado se emplean relaciones esfuerzo-deformación idealizado, las cuales fueron desarrolladas a partir de los resultados experimentales, donde para el acero es el modelo de Park y Paulay y para el concreto es el modelo de Mander.

a. Modelo de Park y Paulay para el acero

Para los fines de esta investigación, usaremos la curva de Park y Paulay (1980) establecidos en su sección 6.5.3. En este modelo el rango elástico y la fluencia se representan por tramos rectos y el endurecimiento por una parábola normalmente de 2do o 3er grado. Si bien este modelo es el que mejor representa el comportamiento del acero, no es de uso frecuente.

- Modelo elástico perfecto
- Modelo trilineal
- Modelo elastoplástico con endurecimiento curvo (Utilizado para la presente investigación)

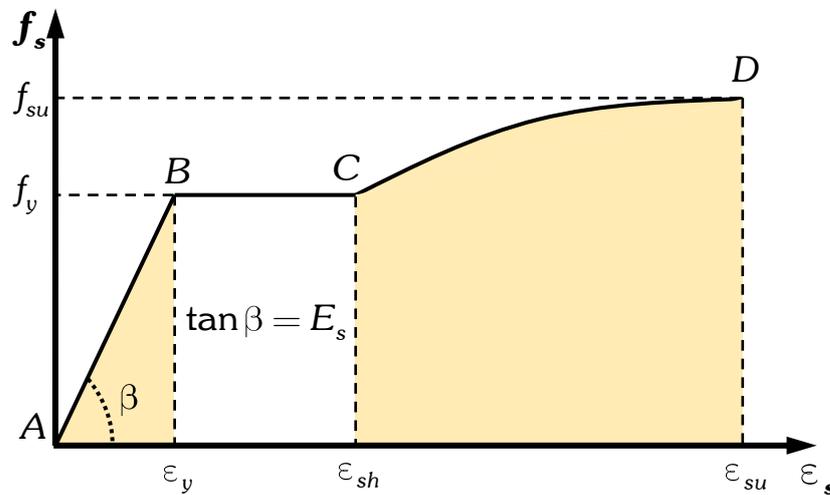


Figura 32. Modelo elastoplástico con endurecimiento curvo.

Fuente: (Park y Paulay, 1980).

Región AB: $\epsilon_s \leq \epsilon_y$

$$f_s = \epsilon_s E_s \tag{2.25}$$

Región BC: $\epsilon_y \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{sh}$

$$f_s = f_y \tag{2.26}$$

Región CD: $\epsilon_{sh} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$

$$f_s = \left[\frac{m \epsilon_s - \epsilon_{sh} + 2}{60 \epsilon_s - \epsilon_{sh} + 2} + \frac{\epsilon_s - \epsilon_{sh}}{2} \frac{60 - m}{30r + 1} \right] f_y \tag{2.27}$$

$$m = \frac{\left(\frac{f_u}{f_y} \right) 30r + 1^2 - 60r - 1}{15r^2}, \text{ y } r = \epsilon_{su} - \epsilon_{sh} \tag{2.28}$$

Dónde:

f_y : Esfuerzo del acero en el límite de fluencia.

f_{su} : Esfuerzo último del acero (rotura).

ϵ_y : Deformación del acero en el límite de fluencia

ϵ_{sh} : Deformación en el inicio del endurecimiento

ϵ_{su} : Deformación última del acero

El acero de refuerzo ampliamente utilizado en la construcción en Perú es el ASTM A615 grado 60 cuyo esfuerzo a la fluencia es " $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ ", y esfuerzo a la rotura " $f_{su} = 6200 \text{ Kg/cm}^2$ ".

b. Modelo de Mander para cargas monotónicas en el concreto armado.

Este modelo sirve para diferentes secciones, tanto rectangulares como circulares. Este es el modelo empleado ampliamente en el análisis no lineal de estructuras, y es el que se utilizó en este presente trabajo, en los análisis del momento curvatura del presente trabajo.

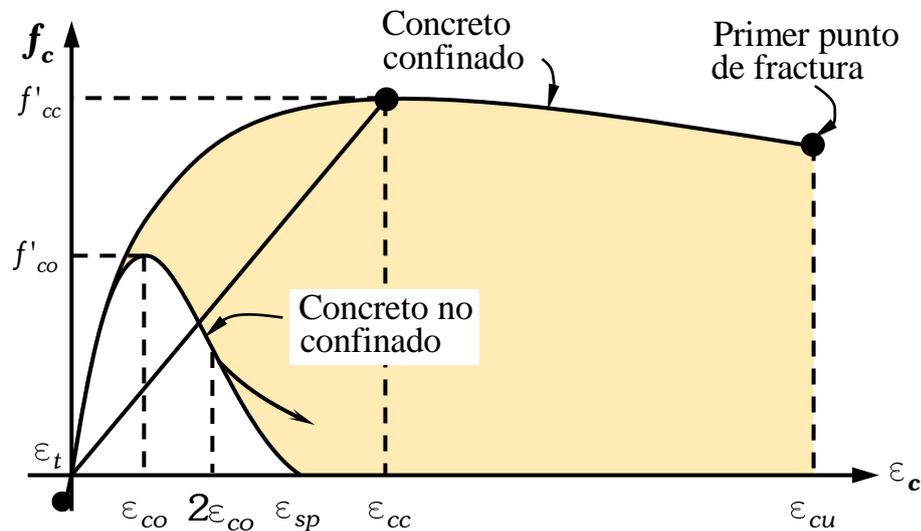


Figura 33. Curva esfuerzo-deformación del concreto confinado.

Fuente: (Mander, Priestley y Park, 1988).

La forma de la curva esfuerzo-deformación desarrollada por Mander está dada por las siguientes ecuaciones considerando " $f'_{co} = f'_c$ ".

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \tag{2.29}$$

$$\lambda = f'_{cc}/f'_{co}, \quad \lambda = f'_{lx}, f'_{ly} \tag{2.30}$$

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}}, \quad r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \tag{2.31}$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] = 0.002 \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \tag{2.32}$$

$$E_c = 15100\sqrt{f'_c}, \quad E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} \tag{2.33}$$

Para hallar el valor f'_{lx}, f'_{ly} , se determinara a partir del coeficiente de confinamiento efectivo para secciones rectangulares propuesto por Mander.

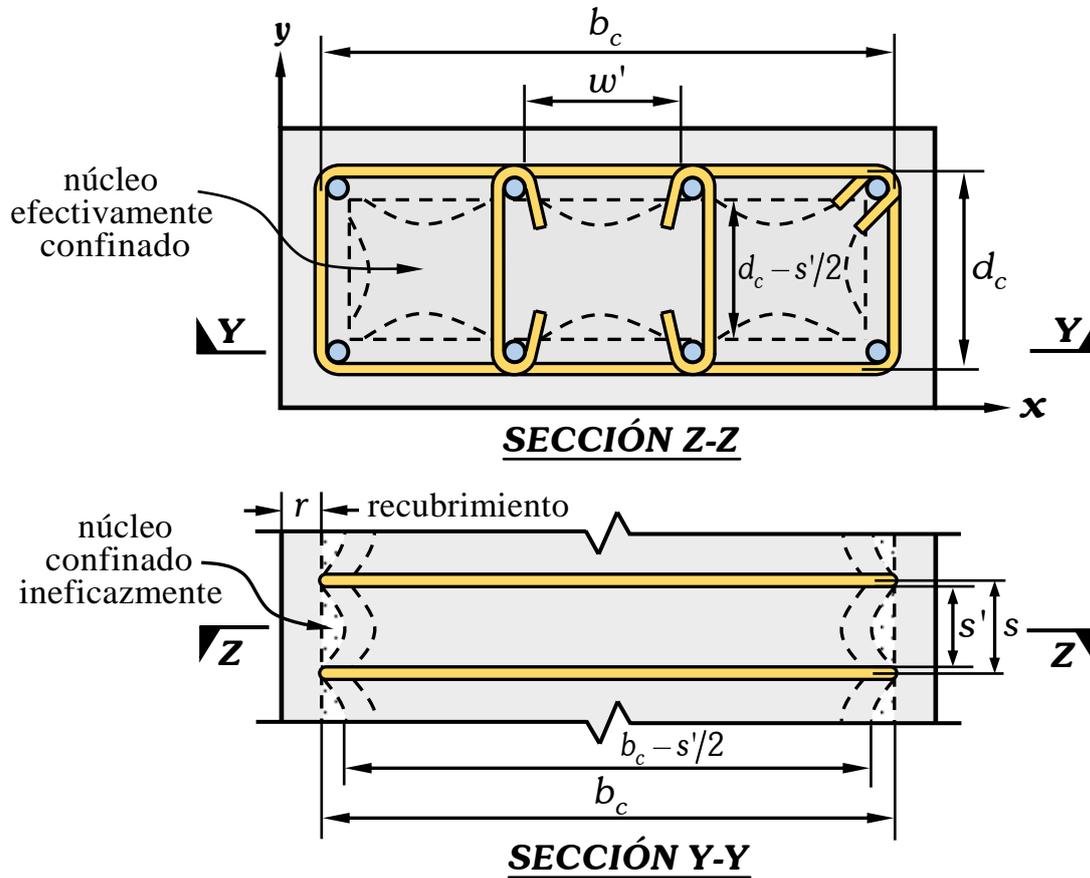


Figura 34. Núcleo efectivo confinado para estribos rectangulares.

Fuente: (Mander, Priestley y Park, 1988).

$$f'_{lx} = k_e \frac{A_{sx}}{sd_c} f_y \tag{2.34}$$

$$f'_{ly} = k_e \frac{A_{sy}}{sb_c} f_y \tag{2.35}$$

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{w'_i{}^2}{6b_c d_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right)}{1 - \rho_{cc}} \quad (2.36)$$

$$\rho_{cc} = \frac{A_{st}}{A_c} = \frac{A_{st}}{b_c d_c} \quad (2.37)$$

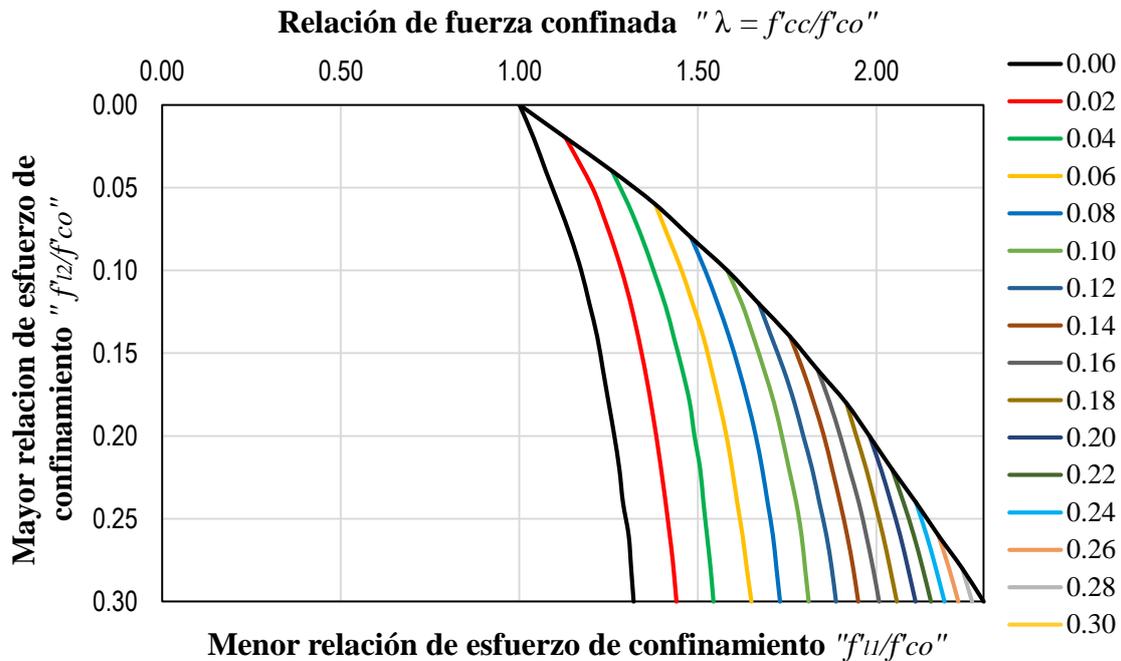


Figura 35. Factor de fuerza confinada “λ” para elementos cuadrados y rectangulares.

Fuente: (Mander, Priestley y Park, 1988).

Donde:

f'_c : Esfuerzo del concreto

f'_{cc} : Resistencia a la compresión máxima del concreto confinada

f'_c : Resistencia a la compresión máxima del concreto no confinada

f'_{lx}, f'_{ly} : Esfuerzo lateral efectivo en dirección (x e y) respectivamente

ϵ_c : Deformación unitaria del concreto

ϵ_{co} : Deformación unitaria en f'_c

ϵ_{cc} : Deformación unitaria del concreto simple en f'_{cc}

E_c : Módulo de elasticidad del concreto no confinado

E_{sec} : Modulo secante del concreto confinado

ρ_{cc} : Cuantía del núcleo de la sección

A_{sx}, A_{sy} : Área total de acero transversal en dirección (x e y) respectivamente

A_{st} : Área total de acero longitudinal

n : Número de barras longitudinal

A_c : Área del núcleo de la sección

2.2.20. Diagrama momento curvatura

Park y Paulay (1978) afirman que la capacidad de momento plástico de todos los miembros dúctiles de concreto se calculará mediante un análisis $M - \phi$ (momento curvatura) basado en las propiedades esperadas del material, por lo que la curvatura se define como el cambio de ángulo (rotación) por unidad de longitud en una ubicación dada, a lo largo del eje del elemento sometido a cargas que producen flexión.

$$\frac{dx}{R} = \frac{\epsilon_c dx}{c} = \frac{\epsilon_s dx}{d - c} \tag{2.38}$$

$$\phi = \frac{1}{R} = \frac{\epsilon_c}{c} = \frac{\epsilon_s}{d - c} = \frac{\epsilon_c + \epsilon_s}{d} \tag{2.39}$$

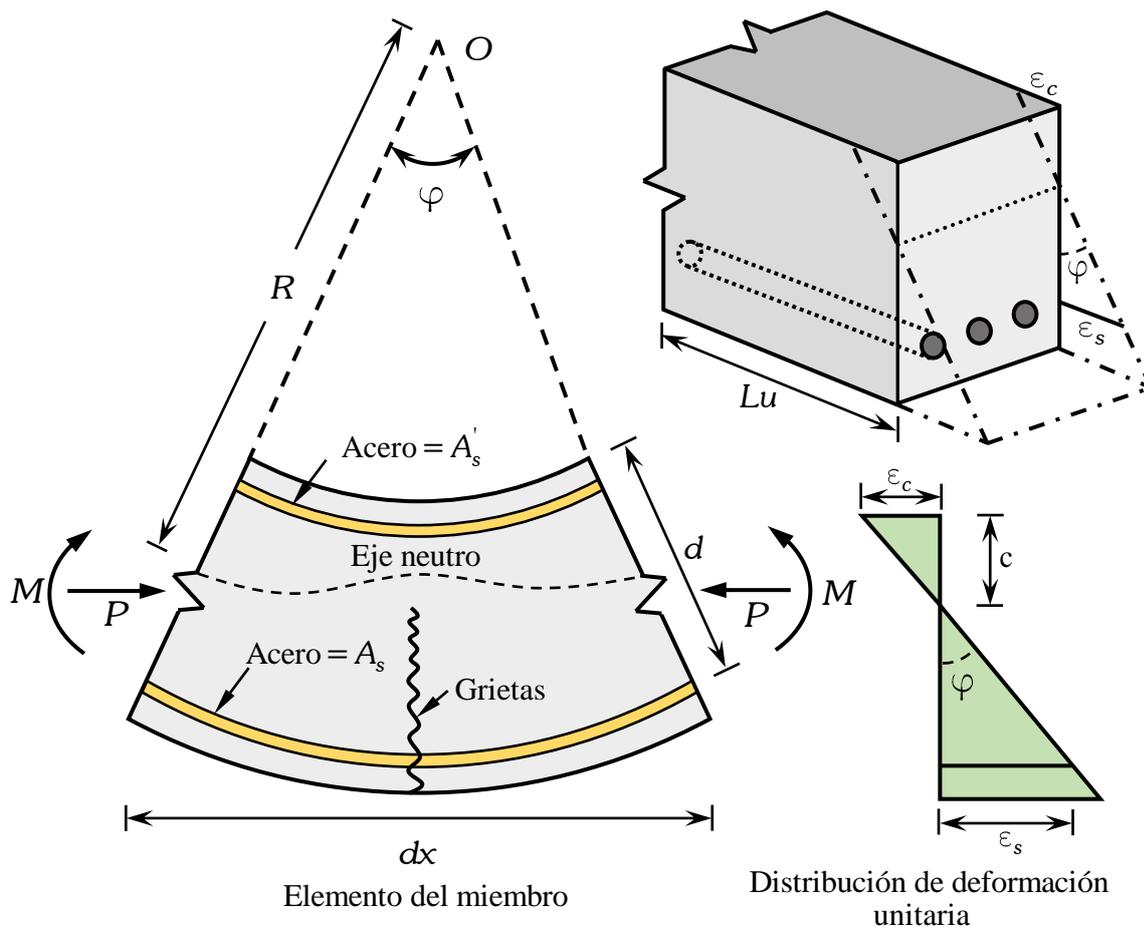


Figura 36. Deformación de un miembro a flexión

Fuente: (Park y Paulay 1978).

2.2.21. Diagrama momento curvatura para vigas doblemente armadas

Para la presente investigación se realizó los diagramas de momento curvatura, debido a que las rótulas plásticas están ubicadas en los extremos, donde se muestra en la figura 37 la zona de esfuerzos.

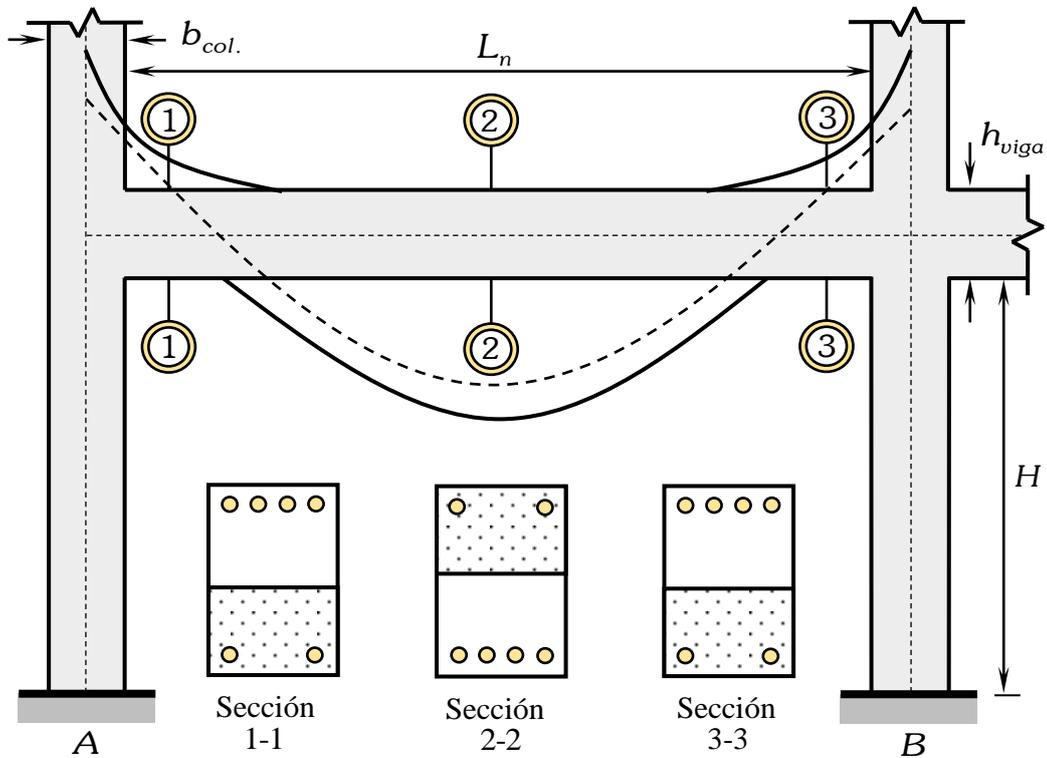


Figura 37. Zona de esfuerzos a compresión y tensión en vigas.

Fuente: (Quiroz, 2017).

Punto A: Inicio de agrietamiento del concreto

El inicio de agrietamiento empieza en el concreto tal como se muestra.

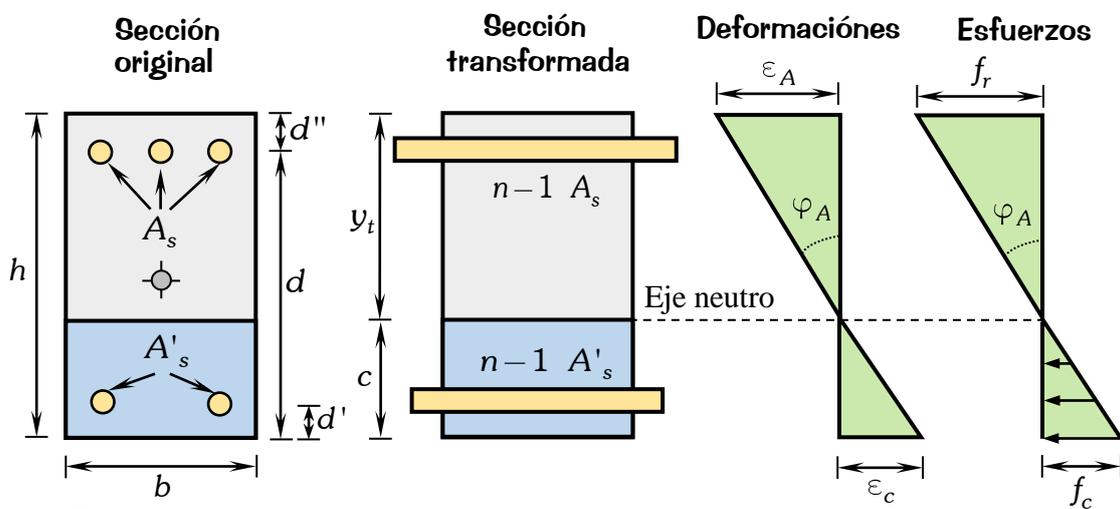


Figura 38. Estado de Agrietamiento de una sección transversal de una viga

Fuente: (Jaramillo y Riveros, 2011).

Esfuerzo de agrietamiento o módulo de rotura

$$f_r = 2\sqrt{f'_c} \quad \text{Kg/cm}^2 \quad (2.40)$$

Deformación unitaria en el primer agrietamiento

$$\epsilon_A = \frac{f_r}{E_C} \quad (2.41)$$

Relación de módulos

$$n = \frac{E_S}{E_C} \quad (2.42)$$

Profundidad del agrietamiento

$$c = \frac{bh \left(\frac{h}{2}\right) + n-1 A_s d + n-1 A'_s d''}{bh + n-1 A_s + n-1 A'_s} \quad (2.43)$$

Inercia con respecto al centro geométrico.

$$I_{CG} = \frac{bh^3}{12} + bh \left(c - \frac{h}{2}\right)^2 + n-1 A_s d - c^2 + n-1 A'_s c - d''^2 \quad (2.44)$$

Momento de agrietamiento.

$$M_A = \frac{f_r I_{CG}}{h - c} \quad (2.45)$$

Curvatura por agrietamiento

$$\varphi_A = \frac{\epsilon_A}{h - c} = \frac{f_r}{E_C (h - c)} \quad (2.46)$$

Punto B: Inicio de fluencia del acero a tracción

A continuación, se muestra las deformaciones y esfuerzos de la sección de la viga.

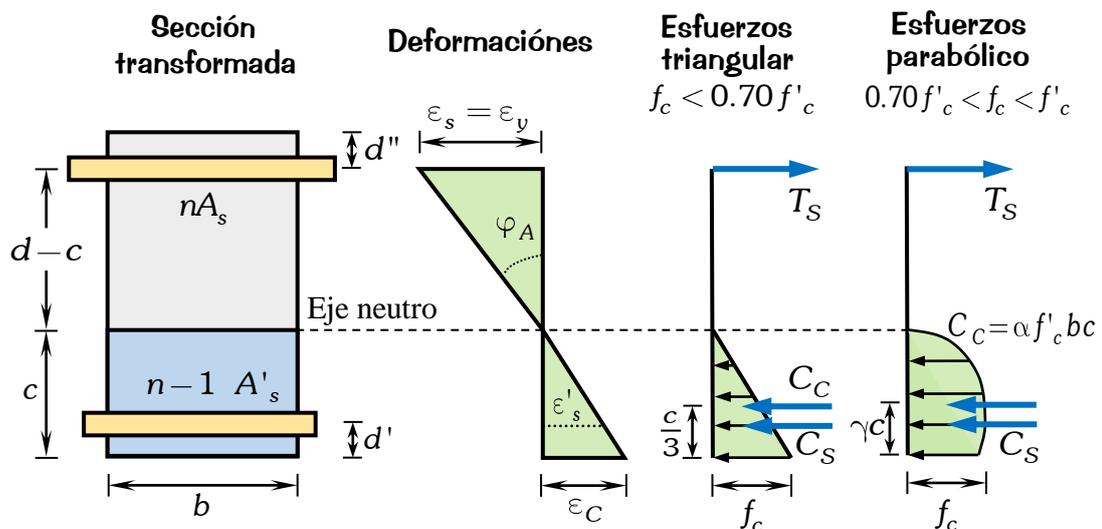


Figura 39. Deformaciones unitarias en el punto de fluencia del acero.

Fuente: (Jaramillo y Riveros, 2011).

Se debe proceder a verificar la deformación unitaria en el concreto sabiendo que el acero se encuentra en su esfuerzo de fluencia " $\epsilon_s = \epsilon_y$ ". Por relaciones de triángulos se llega a la siguiente expresión:

$$\frac{\epsilon_c}{c} = \frac{\epsilon'_s}{c-d'} = \frac{\epsilon_s}{d-c}, \quad \epsilon_c = \frac{\epsilon_s c}{d-c} \quad (2.47)$$

$$\epsilon'_s = \epsilon_c \left(\frac{c-d'}{c} \right), \quad \epsilon_s = \epsilon_c \left(\frac{d-c}{c} \right) \quad (2.48)$$

Si $0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_0$, donde $\epsilon_0 = 0.002$

$$\alpha = \frac{\int_0^{\epsilon_0} f_c d\epsilon_c}{f_c'' \epsilon_0} = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \left(1 - \frac{\epsilon_c}{3\epsilon_0} \right) \quad (2.49)$$

$$\gamma = 1 - \frac{\int_0^{\epsilon_0} \epsilon_c f_c d\epsilon_c}{\epsilon_0 \int_0^{\epsilon_0} f_c d\epsilon_c} = \frac{4\epsilon_0 - \epsilon_c}{12\epsilon_0 - \epsilon_c} \quad (2.50)$$

Estableciendo el equilibrio de fuerzas $T_S = C_C + C_S$ para el valor de " c " si $\epsilon'_s \leq \epsilon_y$.

$$c = \frac{-[f_y A_s + A'_s] + \sqrt{[f_y A_s + A'_s]^2 + 2f_y E_C \epsilon_y b A'_s d'' + A_s d}}{E_C \epsilon_y b} \quad (2.51)$$

Sí $\epsilon'_s > \epsilon_y$.

$$c = \frac{-[f_y A_s - A'_s] + \sqrt{[f_y A_s - A'_s]^2 + 2f_y d E_C \epsilon_y b A'_s - A_s}}{E_C \epsilon_y b} \quad (2.52)$$

Momento de fluencia para $f_c = \epsilon_c E_c$, $f'_s = \epsilon'_s E_s$.

$$M_y = \alpha f_c b c d - \gamma c + A'_s f'_s d - d' \quad (2.53)$$

Curvatura por fluencia.

$$\varphi_y = \frac{\epsilon_y}{d-c} \quad (2.54)$$

Punto C: Inicio de aplastamiento y de resistencia última

De acuerdo al ACI 318-19 en su sección 21.2.2, el valor asumido de la deformación última del concreto es $\epsilon_{cu} = 0.003$ y según Park y Paulay (1978) indican que para el cálculo de curvatura última, parecería razonable tomar un valor mayor a $\epsilon_{cu} > 0.003$, debido a que el valor de 0.003 es conservador. Blume, Newmark y Corning recomiendan un valor de $\epsilon_{cu} = 0.004$ para cálculos de curvatura última en concreto no confinado.

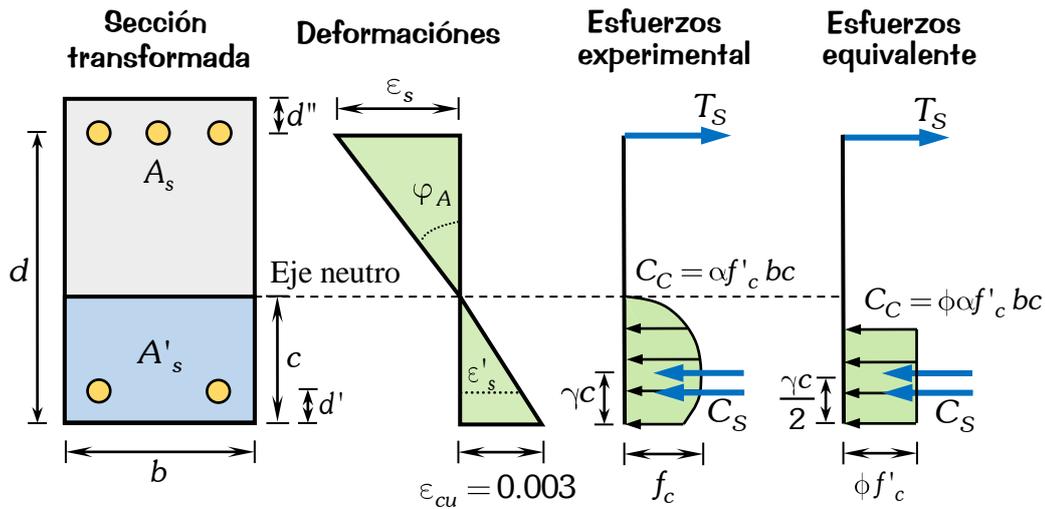


Figura 40. Fuerzas y deformaciones unitarias en el punto de la resistencia última.

Fuente: (Jaramillo y Riveros, 2011).

Por compatibilidad se tiene las siguientes ecuaciones.

$$\frac{\epsilon_{cu}}{c} = \frac{\epsilon'_s}{c - d''} = \frac{\epsilon_s}{d - c} \tag{2.55}$$

$$\epsilon'_s = \epsilon_{cu} \left(\frac{c - d''}{c} \right), \quad \epsilon_s = \epsilon_{cu} \left(\frac{d - c}{c} \right) \tag{2.56}$$

Si $\epsilon_0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu}$, donde $\epsilon_0 = 0.002$

$$\alpha = \frac{\int_{\epsilon_0}^{\epsilon_{cu}} f'_c d\epsilon_c}{f'_c \epsilon_{cu} - f'_c \epsilon_0} = 1 - \frac{\epsilon_0}{3\epsilon_c} + Z \left(\epsilon_0 - \frac{\epsilon_0^2}{2\epsilon_c} - \frac{\epsilon_c}{2} \right) \tag{2.57}$$

$$\gamma = 1 - \frac{\int_{\epsilon_0}^{\epsilon_{cu}} \epsilon_c f'_c d\epsilon_c}{\epsilon_{cu} \int_{\epsilon_0}^{\epsilon_{cu}} f'_c d\epsilon_c} = 1 - \frac{1}{\alpha} \left[\left(\frac{1}{2} - \frac{\epsilon_0^2}{12\epsilon_c^2} - \frac{Z\epsilon_0^3}{6\epsilon_c^2} + Z \left(\frac{\epsilon_0}{2} - \frac{\epsilon_c^2}{3} \right) \right) \right] \tag{2.58}$$

Donde "Z" factor de caída de resistencia máxima:

$$Z = \frac{f'_c - f_{cu}}{f'_c \varepsilon_{cu} - \varepsilon_0} \quad (2.59)$$

Estableciendo el equilibrio de fuerzas $T_S = C_C + C_S$ para el valor de "c" sí $\varepsilon_s > \varepsilon_y$ y $f_s = f_y$.

$$c = \frac{-A'_s E_s \varepsilon_{cu} - A_s f_y + \sqrt{A'_s E_s \varepsilon_{cu} - A_s f_y^2 + 4\alpha f'_c b A'_s E_s \varepsilon_{cu} d'}}{2\alpha f'_c b} \quad (2.60)$$

Sí $\varepsilon_s < \varepsilon_y$ y $f_s = E_s \varepsilon_s$.

$$c = \frac{-E_s \varepsilon_{cu} A_s + A'_s + \sqrt{E_s \varepsilon_{cu} A_s + A'_s^2 + 4\alpha f'_c b A_s d + A'_s d'}}{2\alpha f'_c b} \quad (2.61)$$

Momento último para $f'_s = E_s \varepsilon'_s$.

$$M_u = \phi \alpha f'_c b c \left(d - \frac{\gamma c}{2} \right) + A'_s f'_s d - d' \quad (2.62)$$

Curvatura última.

$$\varphi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \quad (2.63)$$

Los valores de α y γ también pueden ser expresados según la tabla 9 y para valores intermedios se deberá realizar una interpolación lineal.

Tabla 9
Valores de los parámetros α y γ

f'_c en Kg/cm^2	α	γ
$f'_c \leq 280 \text{ Kg/cm}^2$	0.7225	0.425
$f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$	0.6825	0.400
$f'_c = 420 \text{ Kg/cm}^2$	0.6425	0.375

Fuente: Jaramillo y Riveros (2011).

Los valores de α según el ACI 318 – 19 también puede ser expresado según su tabla 22.2.2.4.3., en los cuales los valores de α varían de 0.85 a 0.65 para resistencias de 175 Kg/cm^2 hasta mayores de 560 Kg/cm^2 respectivamente.

Así también los factores de reducción de resistencia ϕ se hallarán a partir del ACI 318 – 19, presentados en su tabla 21.2.2.

Tabla 10
Valores de los factores de reducción de resistencia ϕ .

Deformación unitaria neta a tracción ϵ_s	Clasificación	Valores de ϕ para acero transversal rectangular
$\epsilon_s \leq \epsilon_y$	Controlada por compresión	0.65
$\epsilon_y < \epsilon_s < \epsilon_y + 0.003$	Transición	$0.65 + 0.25 \frac{\epsilon_s - \epsilon_y}{0.003}$
$\epsilon_s \geq \epsilon_y + 0.003$	Controlada por tracción	0.90

Fuente: (ACI 318, 2019).

2.2.22. Diagrama momento curvatura para columnas

Para el diagrama de momento curvatura en columnas se realizó para un análisis flexo compresión en dirección vertical. Para el cual, la excentricidad de la carga axial se tomará respecto al centro plástico y conforme la carga axial se aleja del centro plástico, la distribución de deformaciones se modifica.

Punto A: Centroide plástico desde el punto inicial de compresión pura

El concreto y acero trabajan a compresión, cuya resistencias máximas vienen dadas por " $0.85f'_c$ " el área de concreto y " f_y " las áreas de acero de refuerzo.

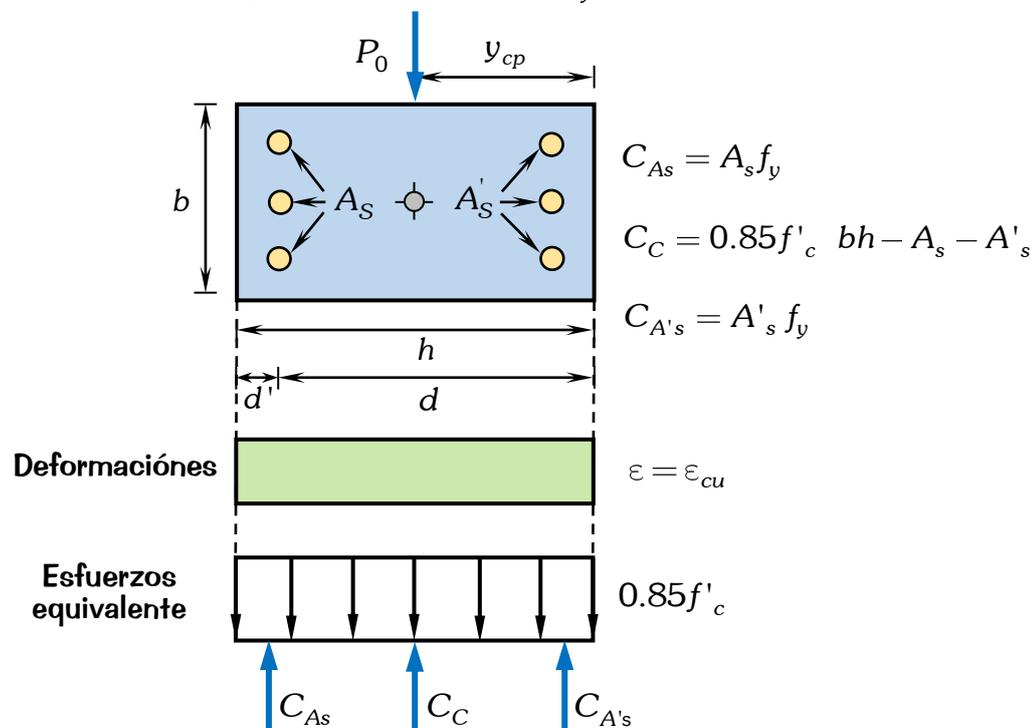


Figura 41. Fuerzas y deformaciones para compresión pura.

Fuente: (Jaramillo y Riveros, 2011).

Por equilibrio de fuerzas se tiene en el eje Y.

$$P_0 = 0.85f'_c bh - A_s - A'_s + A_s f_y + A'_s f_y \quad y \quad M_0 = 0 \quad (2.64)$$

El centroide plástico o posición de centro de presión se determinará de la forma.

$$P_0 y_{cp} = C_C \left(\frac{h}{2} \right) + C_{A_s} d + C_{A'_s} d' \quad (2.65)$$

$$y_{cp} = \frac{0.85f'_c bh - A_s - A'_s \left(\frac{h}{2} \right) + A_s f_y d + A'_s f_y d'}{0.85f'_c bh - A_s - A'_s + A_s f_y + A'_s f_y} \quad (2.66)$$

Punto B: Fluencia del acero o estado de cedencia

Para una carga axial P actuando en una sección que falla por tensión, se puede determinar M_y para cuando el acero inferior entra en cedencia, para ello se toma las siguientes premisas.

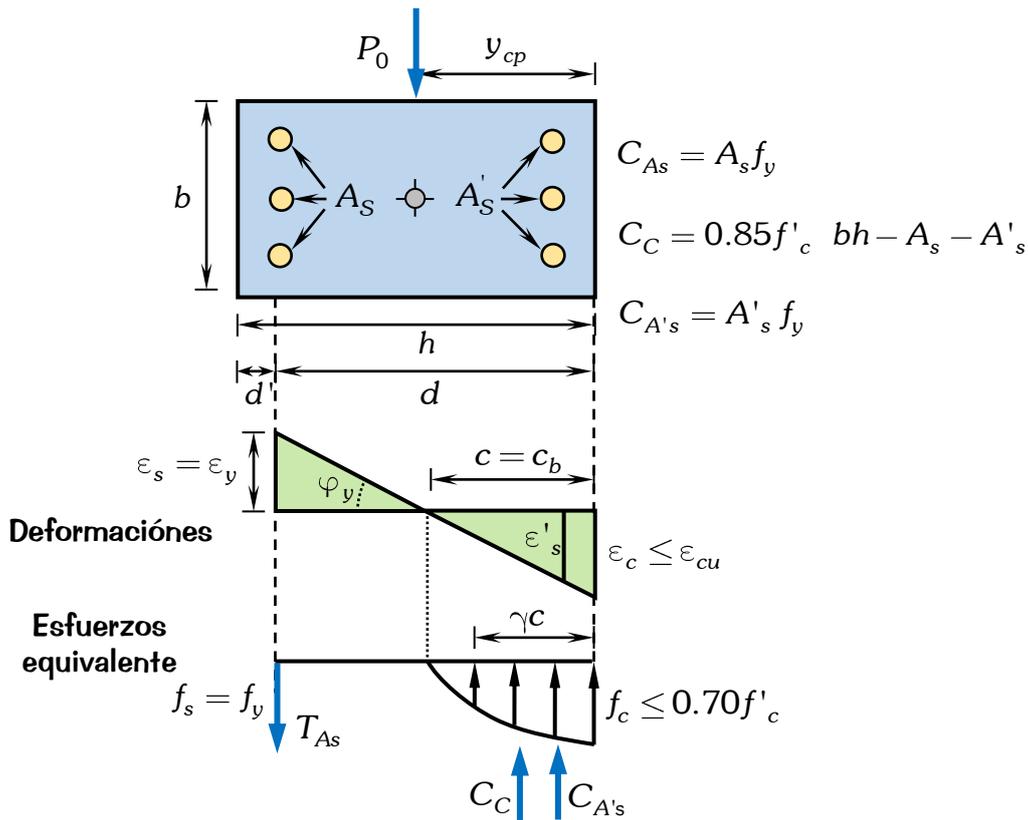


Figura 42. Fuerzas y deformaciones para falla por tensión.

Fuente: (Jaramillo y Riveros, 2011).

Considerando que " $c \leq c_b$ " en las deformaciones " $\epsilon_s = \epsilon_y$ ", " $\epsilon'_s \geq \epsilon_y$ "

y para esfuerzos " $f_s = f_y$ " y " $f'_s < f_y$ " se tiene la siguiente relación.

$$\frac{\varepsilon_c}{c} = \frac{\varepsilon_y}{d-c} = \frac{\varepsilon'_s}{c-d'} \quad (2.67)$$

Para determinar el valor de " f_c " se tiene:

$$\varepsilon_c = \frac{c\varepsilon_y}{d-c}, \quad f_c = E_c\varepsilon_c \quad (2.68)$$

Para determinar el valor de " f'_s " se tiene:

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_y}{d-c} \frac{c-d'}{c-d'}, \quad f'_s = E_s\varepsilon'_s \quad (2.69)$$

La carga mínima que puede transmitir una columna con estribos es " $\phi = 0.90$ ".

$$P_{umin} = 0.1\phi f'_c bh \leq P_b \quad (2.70)$$

Para hallar la profundidad " c " se determinara a para partir de la expresión a partir del equilibrio de fuerzas:

$$P = f_c cb + A'_s f'_s - A_s f_s \quad (2.71)$$

$$\underbrace{E_c b \varepsilon_y c^2}_A + \underbrace{A'_s E_s \varepsilon_y + A_s f_y + P c - A'_s E_s \varepsilon_{cu} d' + Pd + A_s f_y d}_B = 0 \quad (2.72)$$

$$c = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} \quad (2.73)$$

Para el momento cedente se tiene la siguiente expresión.

$$M_y = \frac{f_c cb}{2} \left(y_{cp} - \frac{\gamma c}{2} \right) + A'_s f'_s y_{cp} - d' + A_s f_s d - y_{cp} \quad (2.74)$$

La curvatura para dicha zona esta expresado de forma.

$$\varphi_y = \frac{\varepsilon_c}{c} \quad (2.75)$$

Según ACI 318 – 19 en su seccion 22.4.2.2, la máxima carga que puede transmitir una columna con estribos es:

$$P_{um\Box} = 0.85 f'_c bh - A_{stotal} + A_{stotal} f_y \quad (2.76)$$

Los valores de " γ " tambien están expresados con el símbolo de " β " en el ACI 318 – 19 en sus tabla 22.2.2.4.3., y el valor de " ϕ " que son los factores de reducción de resistencia, se hallarán a partir del ACI 318 – 19, presentados en su tabla 21.2.2.

Punto C: Tensión última o estado de agotamiento

Conocido el valor de la carga axial "P" y siendo mayor a "P_b" se puede establecer que la falla en la sección es por compresión o tensión y se toman las siguientes premisas.

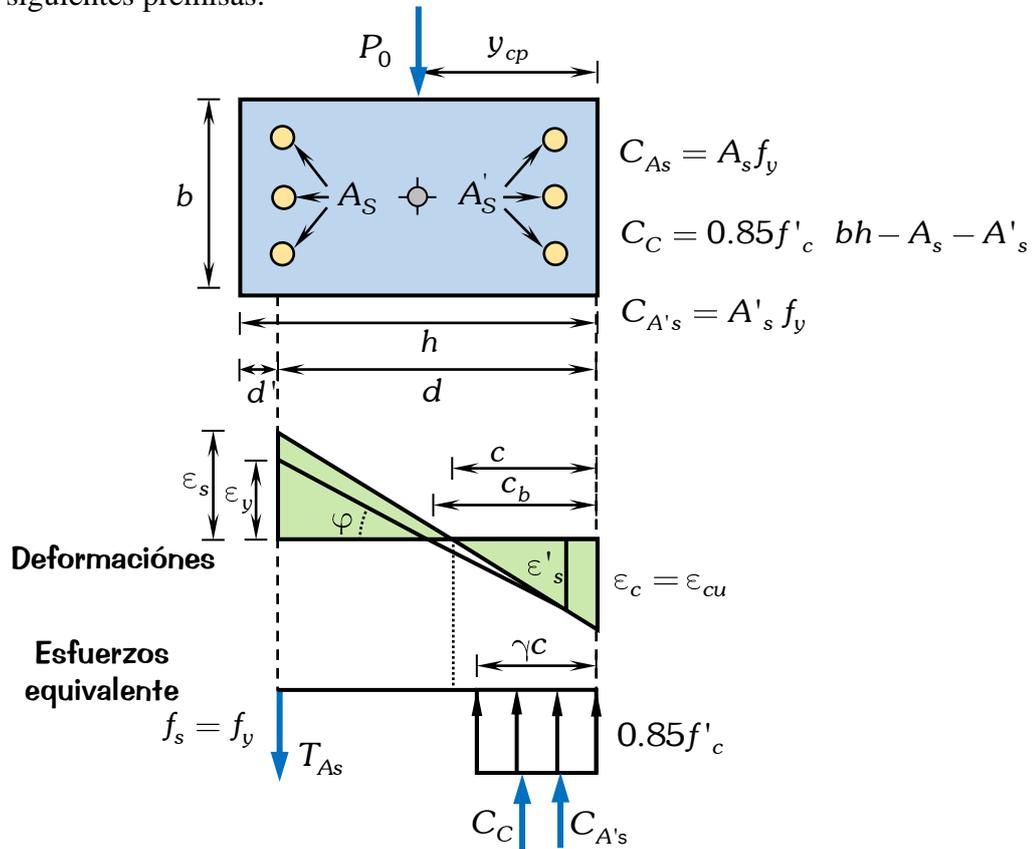


Figura 43. Fuerzas y deformaciones para falla por tensión.

Fuente: (Jaramillo y Riveros, 2011).

Considerando que " $c < c_b$ " en las deformaciones " $\epsilon_s > \epsilon_y$ ", " $\epsilon'_s < \epsilon_y$ " y para esfuerzos " $f_s = f_y$ " y " $f'_s < f_y$ " se tiene la siguiente relación.

$$\frac{\epsilon_{cu}}{c} = \frac{\epsilon'_s}{c - d'} \tag{2.77}$$

Para hallar el valor de " f'_s " se tiene la siguiente relación.

$$\epsilon'_s = \frac{\epsilon_{cu} (c - d')}{c}, \quad f'_s = E_s \epsilon'_s \tag{2.78}$$

La carga mínima que puede transmitir una columna con estribos es para " $\phi = 0.90$ ".

$$P_{umin} = 0.1\phi f'_c bh \leq P_b \tag{2.79}$$

Para hallar la profundidad "c" se determinara a para partir de la expresión a partir del equilibrio de fuerzas:

$$P_1 = 0.85f'_c \gamma cb + A'_s f'_s - A_s f_s \tag{2.80}$$

$$\underbrace{0.85f'_c \gamma b c^2}_A + \underbrace{A'_s E_s \epsilon_{cu} - A_s f_y - P_2 c}_{B} - \underbrace{A'_s E_s \epsilon_{cu} d'}_C = 0 \tag{2.81}$$

$$c = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} \tag{2.82}$$

Para el momento último se tiene la siguiente expresión.

$$M_u = 0.85f'_c \gamma cb \left(y_{cp} - \frac{\gamma c}{2} \right) + A'_s f'_s y_{cp} - d' + A_s f_s d - y_{cp} \tag{2.83}$$

La curvatura para dicha zona esta expresado de la forma.

$$\varphi_u = \frac{\epsilon_{cu}}{c} \tag{2.84}$$

Para determinar el momento curvatura de una columna, se considera el estado de cedencia y estado de agotamiento en la zona 2 de falla a tracción en el diagrama de interacción, donde el acero a tracción alcanza la cedencia antes que se triture el concreto, y tomando una carga axial "P = 0".

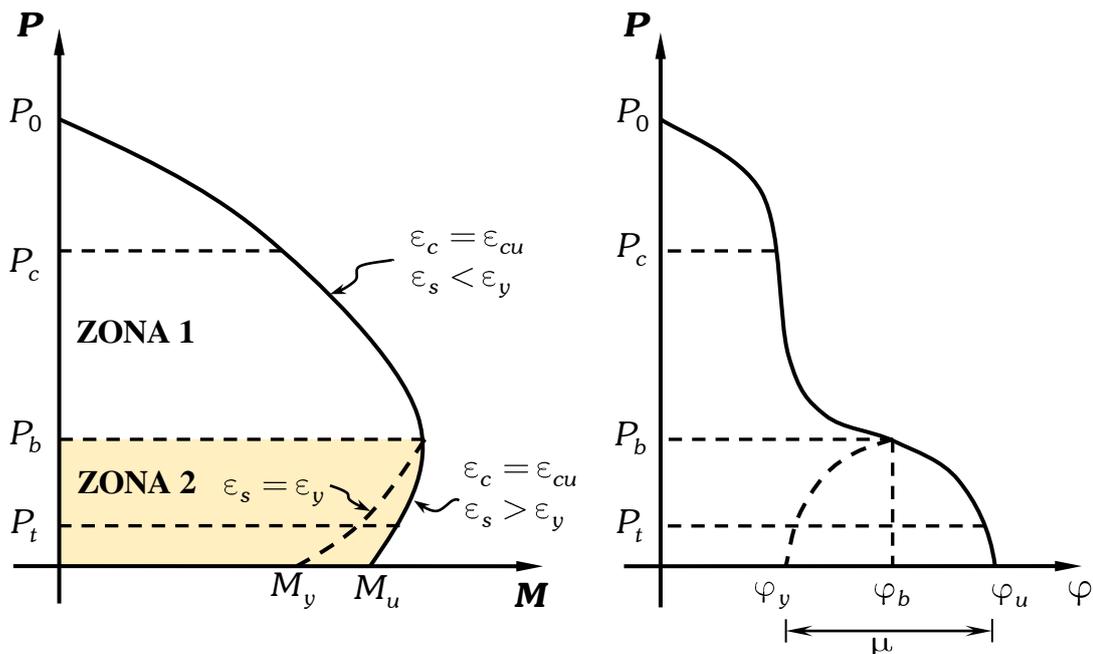


Figura 44. Diagrama de interacción P-M y de curvatura.

Fuente: (Park y Paulay, 1980).

2.2.23. Definición de rótulas plásticas

Quiroz (2017) define como el daño que ocurre en vigas y columnas durante la ocurrencia de sismos se presenta en la zona adyacente a los nudos. Se considera que el daño no es extensivo a lo largo de los elementos estructurales sino que es concentrado en una longitud determinada " L_D ".

Paulay y Priestley (1992) sugieren que se puede considerar una zona con una longitud equivalente " L_P ", en la que se concentre toda la deformación inelástica. En esta zona considera que el daño y la curvatura se asumen constantes para la rótula plástica y donde plantean una buena estimación de la longitud equivalente de la siguiente manera, tal y como se muestra en la figura 45.

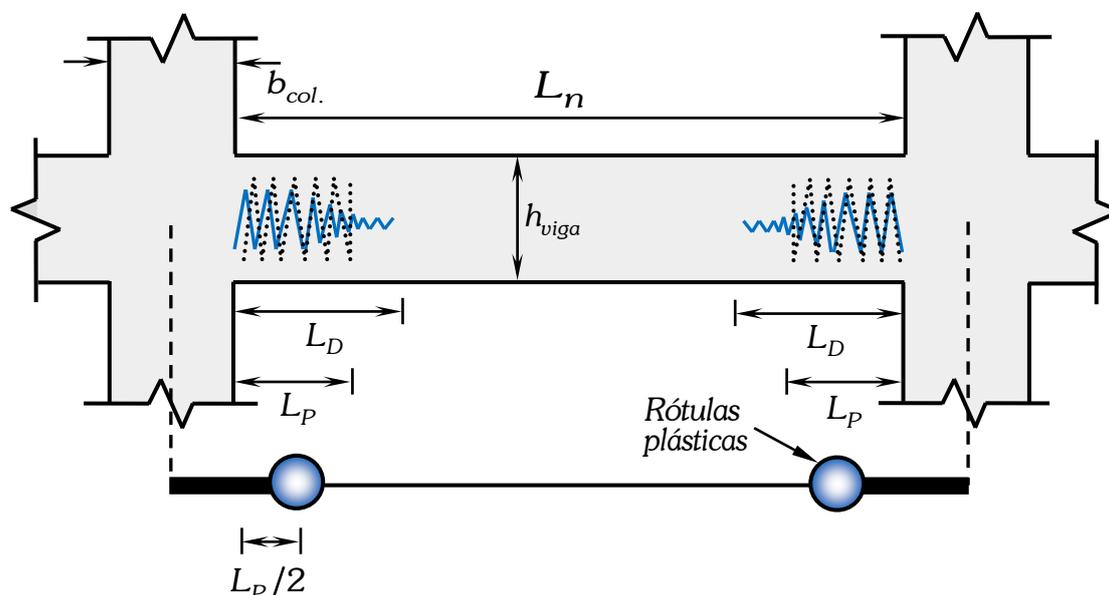


Figura 45. Idealización del daño equivalente.

Fuente: (Quiroz, 2017).

2.2.24. Ubicación de las rótulas plásticas

Paulay y Priestley (1992) en su página 142 y el ACI 318 (2019) en su apéndice A.10.2 refieren que los valores teóricos para el cálculo de la longitud equivalente de la rótula plástica " L_P " a partir de la integración de la distribución de la curvatura para miembros típicos harían que " L_P " sea directamente proporcional a la longitud " L_n ". Una buena estimación de la longitud plástica efectiva puede ser obtenida mediante la siguiente expresión:

$$L_P = 0.08L_n + 0.022f_y d_{vl} \text{ (MPa)} \quad (2.85)$$

$$L_P = 0.5h_{(viga,col.)} \tag{2.86}$$

Las ubicaciones de las rótulas plásticas están dadas por las siguientes expresiones.

$$\ell_1 = \frac{L_P}{2} \tag{2.87}$$

$$\ell_2 = h_{viga} + \frac{L_P}{2} \tag{2.88}$$

$$\ell_3 = \frac{h_{col.}}{2} + \frac{L_P}{2} \tag{2.89}$$

Donde " $h_{col.}$ " y " h_{viga} " son las profundidades de las secciones de la columna y viga respectivamente.

Las distancias relativas para un nudo inicial y final i, j están dadas por:

$$d_i = \frac{\left(\frac{\ell_{1,2,3}}{2}\right)}{L_n}, \quad d_j = \frac{\left(L_n - \frac{\ell_{1,2,3}}{2}\right)}{L_n} \tag{2.90}$$

A continuación se presenta las ubicaciones de las rotulas plasticas en vigas y columnas.

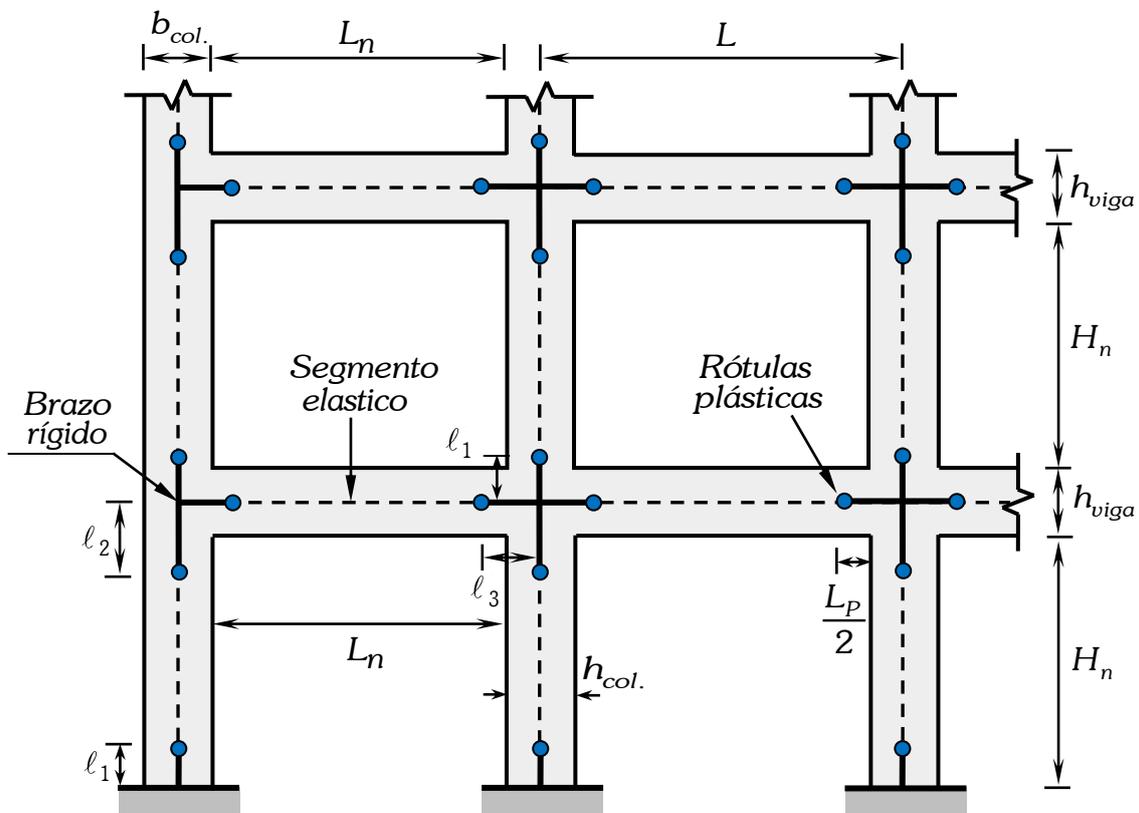


Figura 46. Ubicación de las rótulas de las columnas y vigas.

Fuente: (Quiroz, 2017).

Para fines de diseño, se recomiendan límites superiores e inferiores para el cómputo de " L_P ":

$$0.08L_n < L_P \leq 1.20h_{(viga,col.)} \quad (2.91)$$

2.2.25. Diagrama momento giro

Para obtener el diagrama de momento giro, se multiplican los valores de curvatura del diagrama de momento curvatura de la sección por la longitud de la rótula plástica " L_P ", manteniendo constantes los momentos.

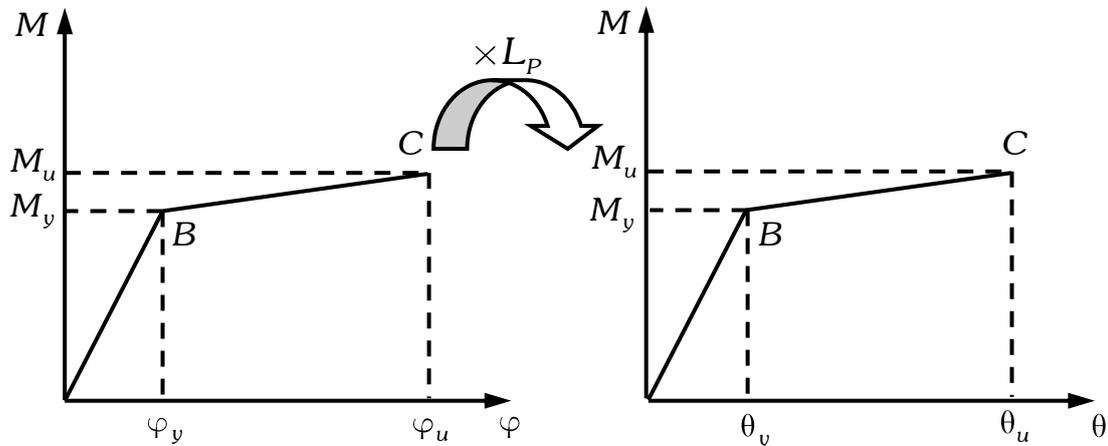


Figura 47. Obtención del diagrama bilineal momento giro.

Fuente: (Quiroz, 2017).

2.2.26. Idealización del diagrama simplificado de momento giro

Quiroz (2017) afirma que para la idealización del diagrama momento giro se realiza mediante trazos rectos donde se definen los siguientes puntos:

El punto B esta defino por el momento de fluencia " M_y " y el giro de fluencia " ϕ_y " donde el desplazamiento en el punto B es cero debido a que es un sistema lineal elástico y el punto C se define por una sobre resistencia con respecto de la coordenada B y corresponde a la capacidad máxima resistente de la rótula " M_u ", el giro se define por una ductilidad con respecto de la coordenada B.

Con respecto al punto D según las tablas del FEMA 356 el momento es residual equivalente a " $M_R = 0.20M_y$ " y el giro es igual al punto C " $\phi_C = \phi_D$ " y finalmente el punto E está definida por el momento de la coordenada D " M_R ", pero el giro aumenta en 20% respecto del giro de la coordenada D " $\phi_E = 0.20\phi_D$ ".

El factor de escala "FS" la cual es introducido en el programa ETABS nos permite minimizar el procedimiento en el diagrama simplificado momento giro.

$$\frac{\theta}{\theta_y} = \frac{M}{M_y} = n, \quad n \in \mathbb{Z} \tag{2.92}$$

$$\frac{M}{M_y} = \frac{\theta}{\theta_y} = n, \quad n \in \mathbb{Z} \tag{2.93}$$

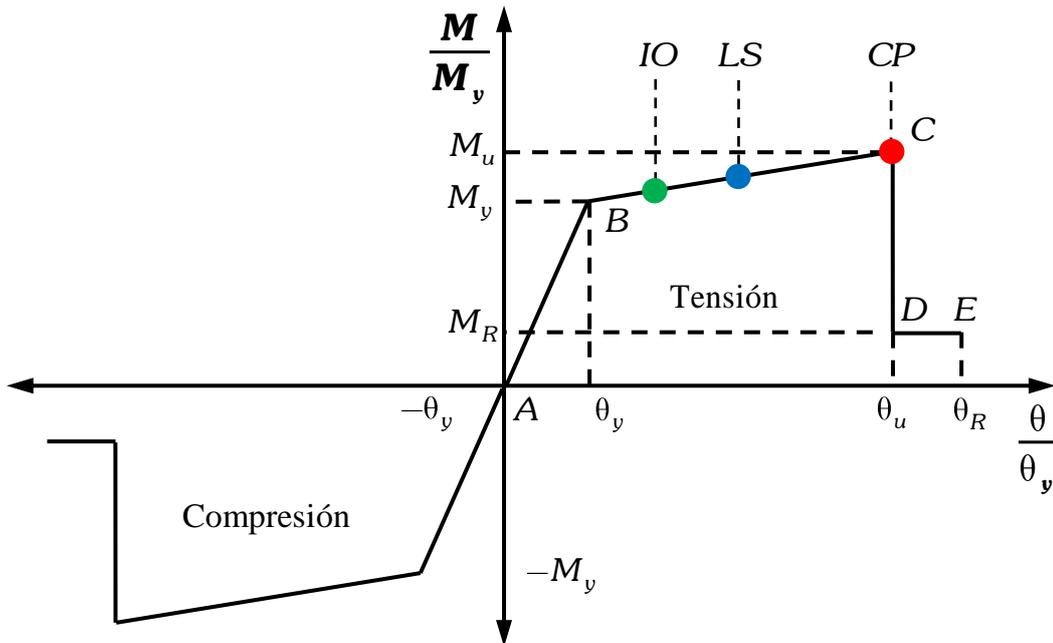


Figura 48. Diagrama simplificado momento giro.

Fuente: (Quiroz, 2017).

2.2.27. Criterios de aceptación para deformación en elementos

De acuerdo a ATC - 40 en sus tablas 11-3 y 11-4 para vigas y columnas respectivamente y el FEMA 356 en sus tablas 6-7 y 6-8 para vigas columnas respectivamente, han desarrollado procedimientos de modelado, criterios de aceptación para las rótulas plásticas. En el cual definen tres puntos de aceptación (IO, LS y CP que significan Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Prevención de Colapso respectivamente), son usados para definir los criterios de aceptación para la articulación para el componente de nivel primario.

Un elemento que esta entre B y IO indica que la estructura puede ser ocupado de inmediato luego del sismo, y entre IO y LS se puede asumir que no habrá pérdidas de vidas humanas y finalmente entre LS y CP es necesario preservar el colapso de la estructura.

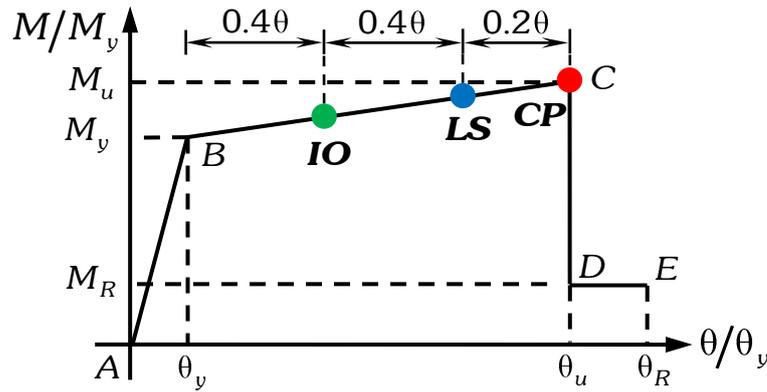


Figura 49. Identificación de respuestas límites en una viga.

Fuente: (FEMA 356, 2000).

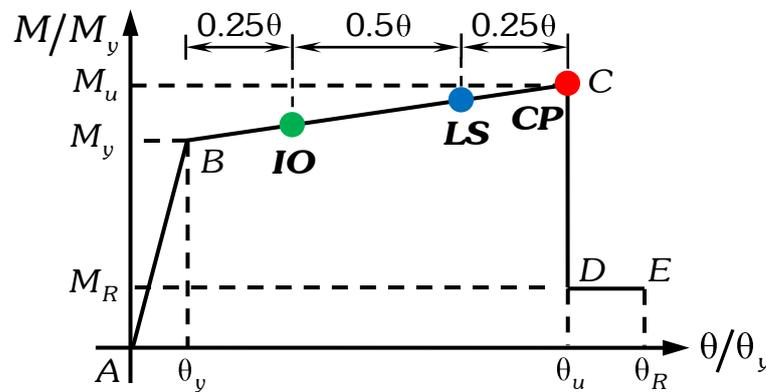


Figura 50. Identificación de respuestas límites en una columna.

Fuente: (FEMA 356, 2000).

2.2.28. Análisis estático no lineal (Pushover).

Quiroz (2017) afirma que el análisis pushover es uno de los métodos disponibles para la evaluación de estructuras inducidas por cargas sísmicas. La inducción se da de forma incremental con un patrón de carga lateral hasta que se alcanza un desplazamiento máximo o hasta que la estructura alcanza un estado límite. El resultado de este análisis es la curva de capacidad de desplazamiento versus el cortante basal y un modelo de articulación plástica como producto final del análisis que da una idea general del comportamiento del edificio.

a. Patrones de cargas laterales uniforme.

Saito (2011) refiere que, para la distribución de patrones de cargas laterales uniforme, se puede expresar de la siguiente forma.

$$F_x = V_B \left(\frac{1}{n} \right) \tag{2.94}$$

Dónde "n" es el número de pisos de la edificación.

b. Patrones de cargas laterales triangular según la norma E.030

De acuerdo a la norma E.030 en su sección 4.5.3., presenta la expresión para determinar las cargas pseudo laterales que se muestran a continuación.

$$F_x = V_B \left(\frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \right) \quad (2.95)$$

Donde: $k = \begin{cases} 1.0 & , \text{ para } T \leq 0.5 \text{ segundos} \\ 0.75 + 0.5T & , \text{ para } 0.5 < T \leq 2.0 \text{ segundos} \end{cases}$

c. Patrones de cargas laterales triangular según UBC (1997) y SEAOC (1999).

Para cargas laterales triangular según UBC (1997) en su sección 1630.5 y SEAOC (1999) en (p. 400), proponen la distribución de la carga lateral monotonica para una distribución triangular que es aplicado en los diafragmas rígido de cada entrepiso, tal como se muestra en la siguiente expresión 2.12.

$$F_x = V_B - F_t \left(\frac{w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \right) \quad (2.96)$$

Donde:

V_B : Cortante en la base.

w_x : Porción del peso sísmico efectivo localizado en el nivel "x" $w_x = W_x / W_T$.

w_i : Porción del peso sísmico efectivo localizado en el nivel "i" $w_i = W_i / W_T$.

h_x : Altura en (m) desde la base hasta el nivel "x" .

h_i : Altura en (m) desde la base hasta el nivel "i" .

$$F_t = \begin{cases} 0.07 \times T \times V_B, & \text{ si } T > 0.7s \\ 0 & , \text{ si } T \leq 0.7s \end{cases}$$

T : Primer periodo fundamental de la edificación.

d. Patrones de cargas laterales triangular según FEMA 356 y ASCE 41-13

De acuerdo a FEMA 356 en su sección 3.3.1.3.2., y ASCE 41-13 en su sección 4.5.2.2 presenta la expresión para determinar las cargas pseudo laterales que son:

$$F_x = V_B \left(\frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \right) \quad (2.97)$$

Donde: $k = \begin{cases} 2.0, & \text{para } T \geq 2.5 \text{ segundos} \\ 1.0, & \text{para } T \leq 1.5 \text{ segundos, } T \leq 0.5 \text{ segundos (ASCE 41-13).} \end{cases}$

El factor de "k" para valores intermedios de "T" se determinara usando la interpolación lineal.

e. Patrones de cargas laterales triangular según Saito.

Saito (2011) indica que la distribución de patrones de cargas laterales triangulares, tambien se puede expresar de la siguiente forma.

$$F_x = V_B \left(\frac{h_x}{\sum_{i=1}^n h_i} \right) \tag{2.98}$$

Donde, $h_i = h_1 + h_2 + \dots + h_n$ así tambien $x = 1, 2, \dots, n$.

f. Patrones de cargas laterales modal parabólico.

Saito (2011) indica que la distribución de cargas laterales modal, tambien se puede expresar de la siguiente forma.

$$F_x = V_B \left(\frac{w_x \phi_{1,x}}{\sum_{i=1}^n w_i \phi_{1,i}} \right) \quad \text{ó} \quad F_x = V_B \left(\frac{W_x \phi_{1,x}}{\sum_{i=1}^n W_i \phi_{1,i}} \right) \tag{2.99}$$

Donde $\phi_{1,x}$ es el componente del primer modo de vibración en el nivel "x".

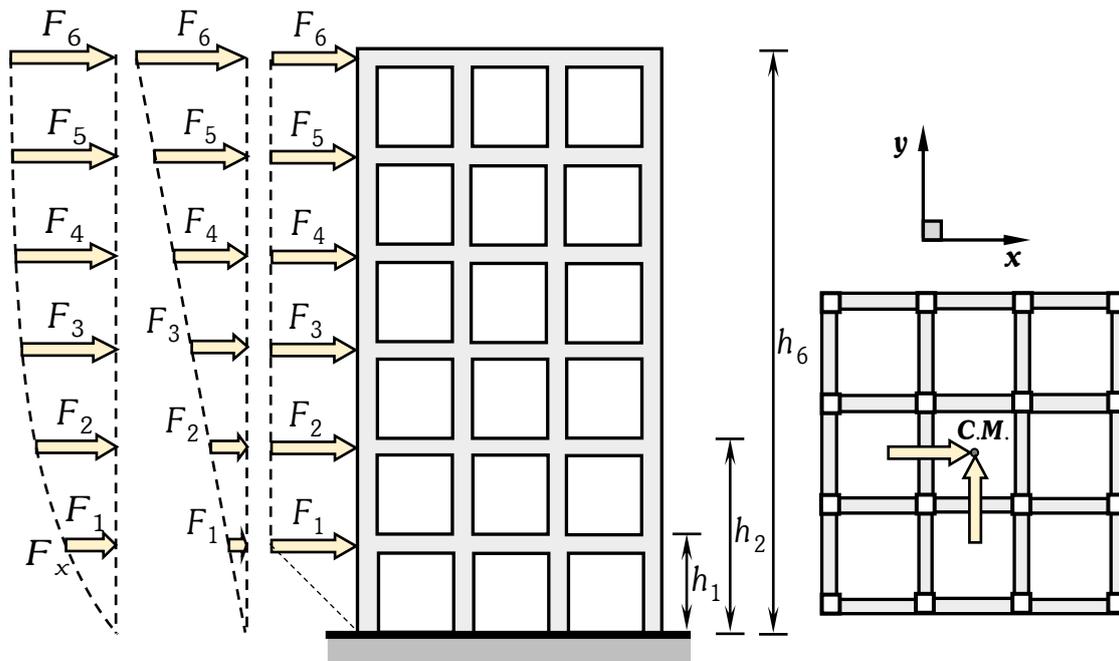


Figura 51. Distribución de cargas laterales uniforme, triangular y parabólico.

Fuente: (Saito, 2011).

g. Comparación de las cargas laterales.

Quiroz (2017) afirma que la comparación entre los resultados de la distribución modal y triangular, muestran diferencias de menos de 4%. Por otro lado, el patrón de carga uniforme proporciona una predicción conservadora de las demandas sísmicas en el rango antes del colapso.

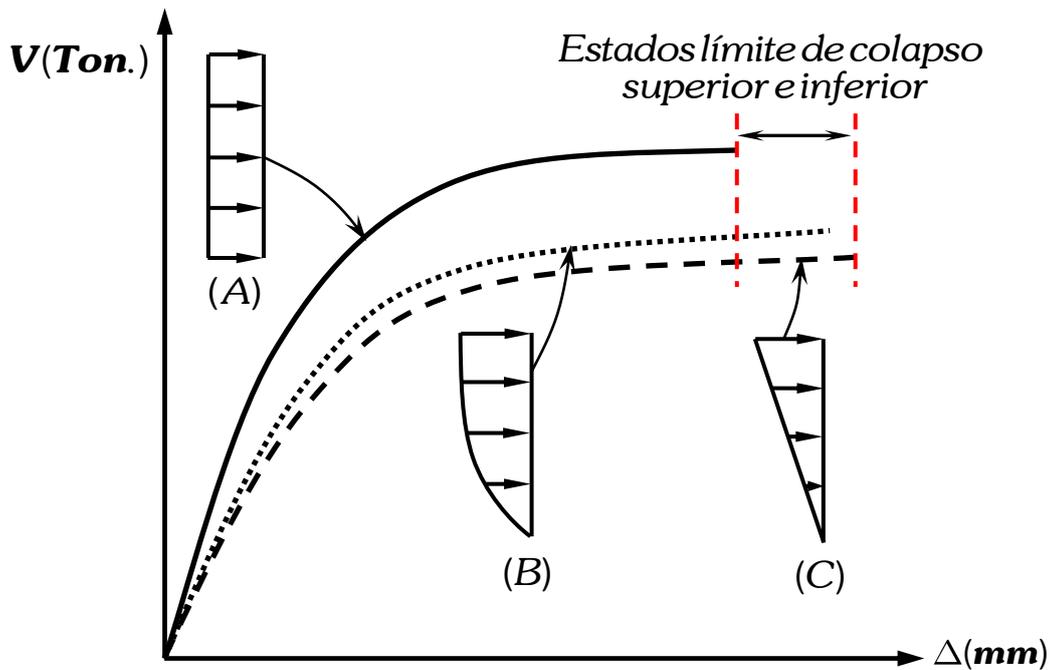


Figura 52. Comparación de cargas: (A) uniforme, (B) modal y (C) triangular.

Fuente: (Quiroz, 2017).

2.2.29. Combinaciones de cargas no lineales.

a. Cargas Gravitacionales

Según el ASCE/SEI 7-16 en su sección 12.7.2. para el peso propio considera la suma del peso propio y la carga muerta, y según la norma E.030 de diseño sismoresistente en su sección 4.3, para el análisis de las cargas de gravedad o peso propio de la edificación, es necesario considerarlo el peso propio mas la carga muerta, excepto en edificios destinados a almacenamiento. Así también para edificaciones de categoría A se debe adicionar al peso de la edificación el 50% de carga viva y para techos el 25% de la carga viva.

$$ASCE / SEI 7 - 16 : CG = PP + CM \tag{2.100}$$

$$RNE, E.030 - 2016 : CG = PP + CM + 0.50 L + 0.25 L_T \tag{2.101}$$

b. Patrón de cargas laterales, Pushover (X, Y).

El patrón de cargas laterales que continua desde el estado final del caso estático no lineal gravitacional, es del tipo triangular establecido según la norma E.030 de diseño sismoresistente y aplicado al centro de masa de diafragma rígido de cada nivel de la edificación. El nudo más cercano al centro del diafragma rígido es usado como punto, para el control de desplazamientos. El análisis de desplazamientos incrementales se detuvo cuando se produjo la ruptura de la primera rótula plástica.

2.2.30. Curva de capacidad

De acuerdo al ATC – 40 (1996) en el análisis estático no lineal, se aplican las cargas monotónicas en una dirección para un nodo de control de 4% de la altura de la edificación según el FEMA 356 en su sección 2.2.4.1., hasta que la estructura alcance el colapso y generando éste una curva de capacidad, que es generalmente construida para representar la respuesta del primer modo de vibración como predominante de la estructura, la cual expresa la resistencia de la estructura con propiedades inelásticas en términos de la fuerza cortante y el desplazamiento máximo del techo.

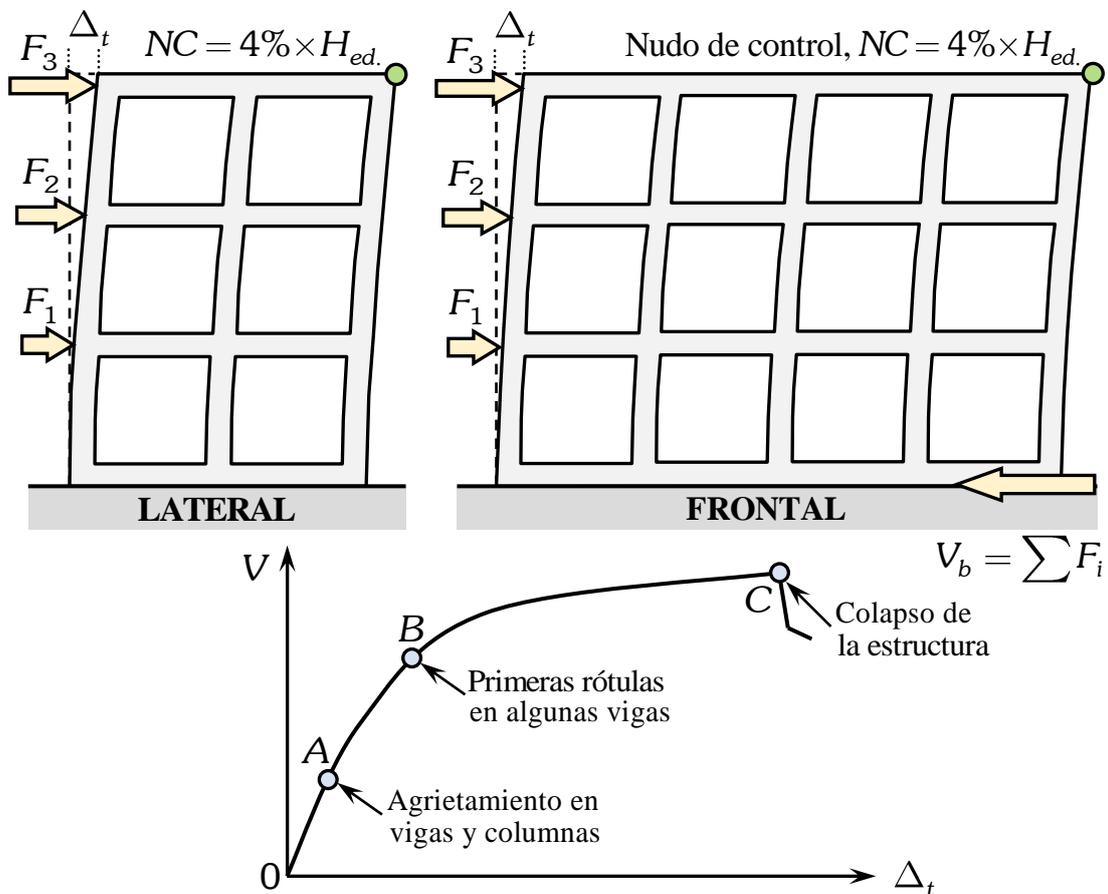


Figura 53. Representación del Pushover y la curva de capacidad.

Fuente: (Orrillo, 2014).

2.2.31. Punto de fluencia efectiva segun FEMA 273, 356 y 440 y ATC-40.

Según el procedimiento propuesto por el FEMA 356 en su sección 3.3.3.2.4. y ATC-40 en su sección 8.2.2.2., para la obtención de la representación bilineal de curva de capacidad, que es ampliamente utilizado dentro de la comunidad internacional. Establece que para hallar un punto de fluencia efectiva en el cual se haya producido un cambio importante en el comportamiento del edificio, está determinado en que la rigidez del primer secante es igual a 60% de la cortante V_y .

Se define el desplazamiento último Δ_t y su correspondiente cortante basal V_t , en el momento que un elemento de la edificación haya alcanzado su momento o resistencia última. Se calcula el área bajo la curva de capacidad, utilizando un método de integración como la regla de los trapecios.

Como primera aproximacion para la coordenada V_y , se considera como el 50% de peso total de la edificación expresado de la siguiente forma.

$$V_{y1} = 0.50W \tag{2.102}$$

Para la comprobación del punto de fluencia se procede a comparar las áreas establecidas de la curva de capacidad y del área de la curva bilineal.

$$A_1 \cong A_{2,1} + A_{2,2} \tag{2.103}$$

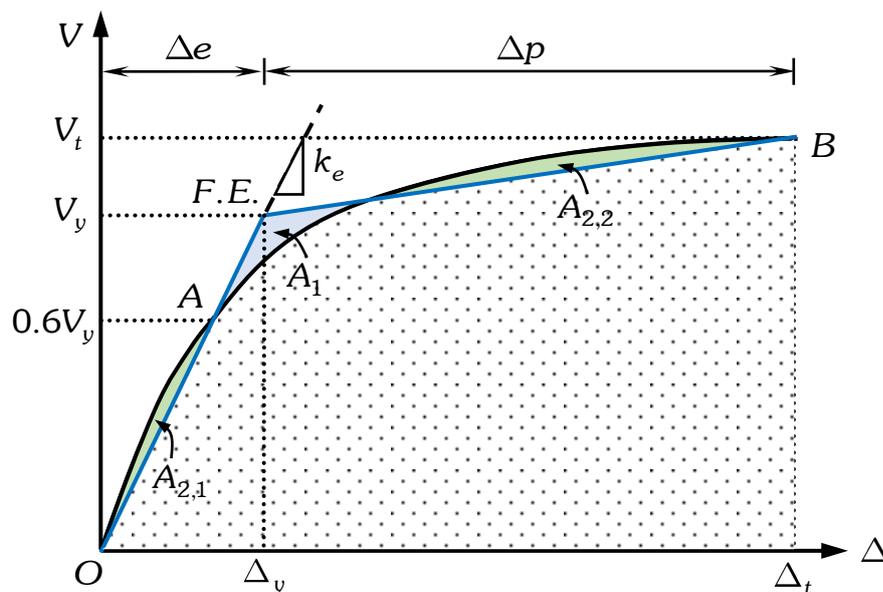


Figura 54. Punto de fluencia efectiva.

Fuente: (FEMA 356, 2000).

2.2.32. Curva de capacidad a espectro de capacidad según ATC-40, 1996

Para usar el "Método del Espectro de Capacidad" propuesto por ATC-40 es necesario convertir la curva de capacidad, dado en términos del cortante basal (V) y desplazamiento del techo " Δ_t ", a un Espectro de Capacidad, que es una representación de la Curva de Capacidad en un formato de Espectro de Respuesta Aceleración – Desplazamiento, donde se representa la Aceleración Espectral " S_a " respecto del Desplazamiento Espectral " S_d ", denominado Espectro de Capacidad. En la cual se sigue el siguiente procedimiento.

Calcular el factor de participación modal " PF_1 " asociado al modo fundamental, así mismo calcular el coeficiente de masa efectiva " α_1 " mediante las siguientes expresiones:

$$\alpha_1 = \frac{\left(\sum_{i=1}^N \frac{W_i \phi_{i1}}{g} \right)^2}{\left(\sum_{i=1}^N \frac{W_i}{g} \right) \left(\sum_{i=1}^N \frac{W_i \phi_{i1}^2}{g} \right)} \quad (2.104)$$

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N \frac{W_i \phi_{i1}}{g}}{\sum_{i=1}^N \frac{W_i \phi_{i1}^2}{g}} \quad (2.105)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \times \phi_{1,techo}} \quad (2.106)$$

$$S_a = \frac{V}{W_T \times \alpha_1} \quad (2.107)$$

Donde:

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

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

g : Aceleración de la gravedad

W_i : Peso correspondiente al nivel "i"

ϕ_{i1} : Coeficiente de forma modal del nivel "i" en el modo 1

V : Fuerza cortante en la base

W_T : Carga permanente más un porcentaje de la carga viva total del edificio

Δ_{techo} : Desplazamiento en el tope de la estructura

S_a : Aceleración espectral

S_d : Desplazamiento espectral

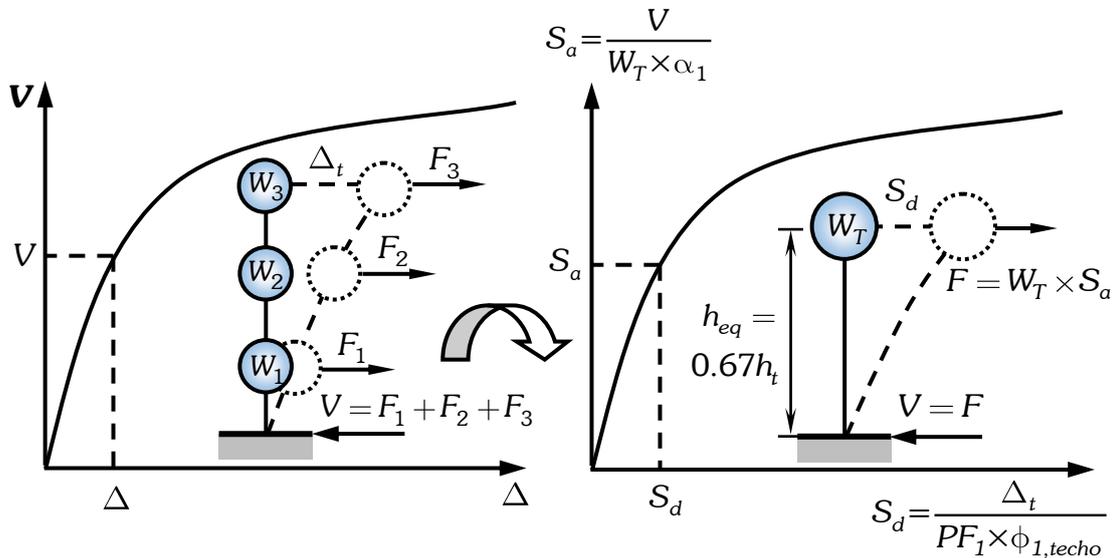


Figura 55. Conversión de curva de capacidad a espectro de capacidad.

Fuente: (Orrillo, 2014).

2.2.33. Espectro de demanda

Chunque (2013) indica que los espectros de demanda muestran simultáneamente los espectros clásicos de aceleración y desplazamiento en un solo gráfico, donde los ejes horizontal y vertical corresponden a valores del desplazamiento espectral " S_d " y de la aceleración espectral " S_a " respectivamente y los periodos corresponden a rectas inclinadas.

La demanda sísmica inicialmente se caracteriza usando un espectro de respuesta elástico de aceleración típicamente definido para un amortiguamiento del 5% el cual debe ser transformado a un formato ADRS, es decir, de Aceleración Espectral " S_a ", como una fracción de la aceleración de la gravedad " g " respecto al desplazamiento espectral " S_d ". Para dicha conversión cada punto (S_{a_i}, T_i) del espectro de respuesta, donde " T_i " es el periodo en segundos, corresponde a un punto (S_{a_i}, S_{d_i}) del espectro de demanda, según la siguiente ecuación:

$$S_d = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_a \tag{2.108}$$

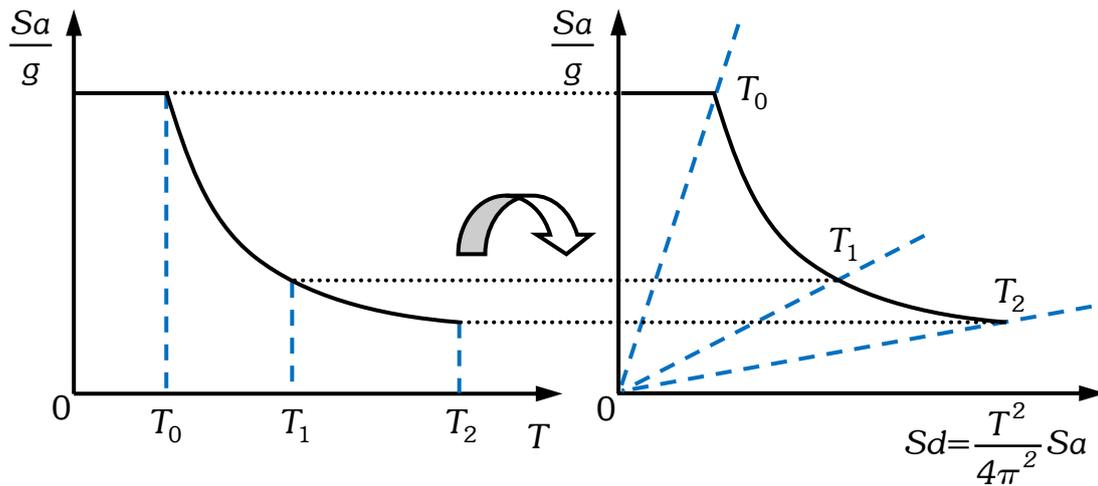


Figura 56. Espectro de demanda sísmica.

Fuente: (Orrillo, 2014).

a. Reducción del Espectro de Demanda

ATC-40 (1996) indica que para obtener el espectro reducido se debe estimar el amortiguamiento equivalente en base al modelo bilineal del espectro de capacidad y a partir de este parámetro estimar los factores de reducción.

$$\beta_{eq} = \beta_0 + \beta_{elastico} \tag{2.109}$$

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{SO}} = \frac{0.637 a_y d_{pi} - d_y a_{pi}}{a_{pi} d_{pi}} \tag{2.110}$$

$$\beta_{eq} = \frac{0.637 a_y d_{pi} - d_y a_{pi}}{a_{pi} d_{pi}} + 0.05 \tag{2.111}$$

Donde:

β_0 : Amortiguamiento histórico representado como amortiguamiento viscoso

β_{eq} : Amortiguamiento equivalente asociado al desplazamiento máximo

$\beta_{elastico}$: Amortiguamiento elástico constante (normalmente se asume un valor de 5%)

a_{pi}, d_{pi} : Coordenadas del punto escogido del espectro de capacidad

a_y, d_y : Coordenadas del punto de fluencia efectiva

E_D : Energía disipada por amortiguamiento a partir de un lazo histérico idealizado

E_{SO} : Máxima energía de deformación

Con el fin de tener en cuenta las características del sistema estructural y la duración del sismo, se incluye un factor de modificación k , que afecta al amortiguamiento histerético (ATC-40, 1996). De este modo se obtiene el amortiguamiento efectivo β_{eff} :

$$\beta_{eff} = k\beta_o + \beta_{elastico} = \frac{0.637k a_y d_{pi} - d_y a_{pi}}{a_{pi} d_{pi}} + 0.05 \quad (2.112)$$

Donde:

a_{pi}, d_{pi} : Coordenadas del punto escogido del espectro de capacidad

a_y, d_y : Coordenadas del punto de fluencia efectiva

k : Factor de reducción del amortiguamiento

β_{eff} : Amortiguamiento efectivo

$\beta_{elastico}$: Amortiguamiento elástico constante (normalmente se asume un valor de 5%)

ATC-40 1996 en sus tablas 8.1, indican que el valor del factor de reducción " k " depende del amortiguamiento histerético " β_o " y del tipo estructura, tal como se muestra en la Tabla 5.

Tabla 11
Valores para el Factor de Modificación del Amortiguamiento " k "

Tipo de comportamiento estructural	β_o %	k
	≤ 16.25	1.00
Tipo A	> 16.25	$1.13 - \frac{0.51 a_y d_{pi} - d_y a_{pi}}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo B	≤ 25.00	$0.845 - \frac{0.466 a_y d_{pi} - d_y a_{pi}}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo C	> 25.00	≤ 16.25
	Cualquier valor	0.33

Fuente: ATC-40. (1996)

Según sus tablas 8.2 del ATC-40 1996, el comportamiento estructural, depende del comportamiento histerético y sismicidad, tal como se muestra en la Tabla 12.

Tabla 12
Tipos de comportamiento estructural

Duración del evento sísmico	Estructuras nuevas sin daños	Estructuras existente con daños intermedios	Estructuras existente muy dañadas
Corto	Tipo A	Tipo B	Tipo C
Largo	Tipo B	Tipo C	Tipo C

Fuente: ATC-40. (1996).

Finalmente, el ATC-40 presenta los factores de reducción del espectro de respuesta elástico con 5% de amortiguamiento para tener un espectro de respuesta elástico reducido.

$$SR_A = \frac{1}{B_S} = \frac{3.21 - 0.68 \ln \left(\frac{0.637k a_y d_{pi} - d_y a_{pi}}{a_{pi} d_{pi}} + 0.05 \right)}{2.12} \quad (2.113)$$

$$SR_V = \frac{1}{B_L} = \frac{2.31 - 0.41 \ln \left(\frac{0.637k a_y d_{pi} - d_y a_{pi}}{a_{pi} d_{pi}} + 0.05 \right)}{1.65} \quad (2.114)$$

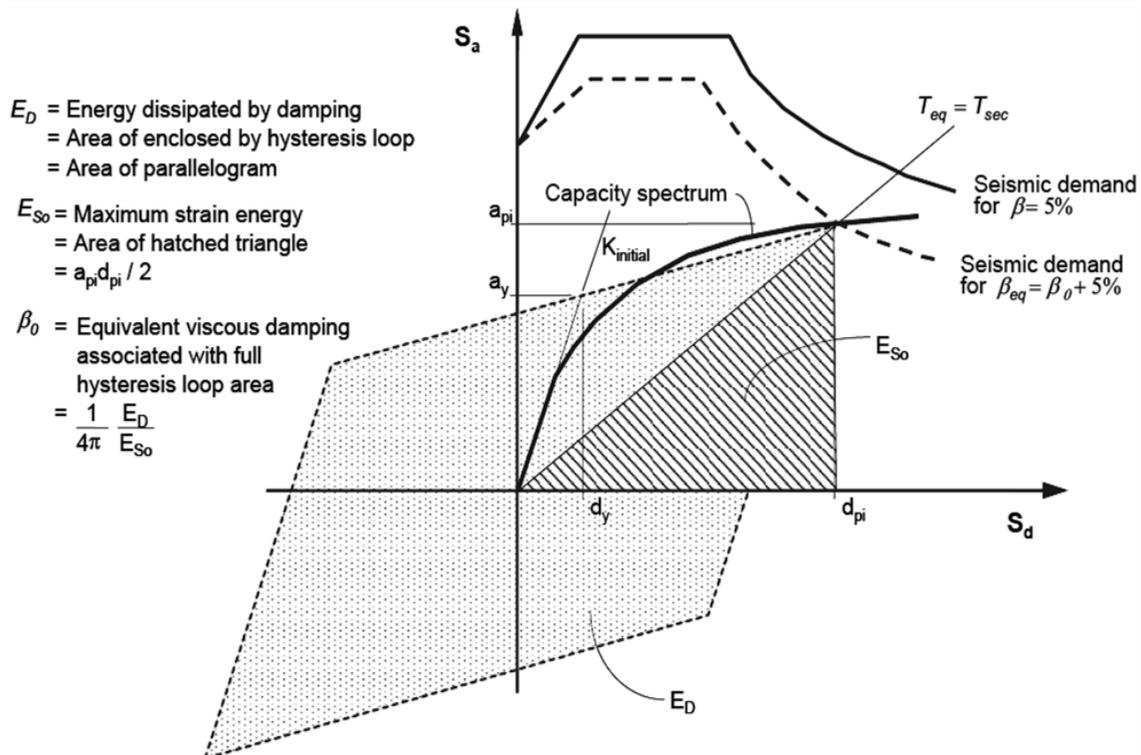


Figura 57. Derivación del amortiguamiento del espectro reducido.

Fuente: (ATC-40. 1996).

2.2.34. Punto de desempeño con el método del espectro de capacidad

Orrillo (2014) indica que el procedimiento que se emplea para estimar el punto de desempeño, consiste en ir reduciendo el espectro de demanda elástico según el valor del amortiguamiento inelástico equivalente, el cual depende del nivel de peligro sísmico que se quiere estimar, generándose de este modo un procedimiento iterativo.

El comportamiento inelástico se representa por medio de un amortiguamiento elástico equivalente, pero de mayor amortiguamiento, que depende del desplazamiento inelástico alcanzado. En el cual la intersección de ambos espectros en la zona elástica del espectro de capacidad constituye el punto de demanda.

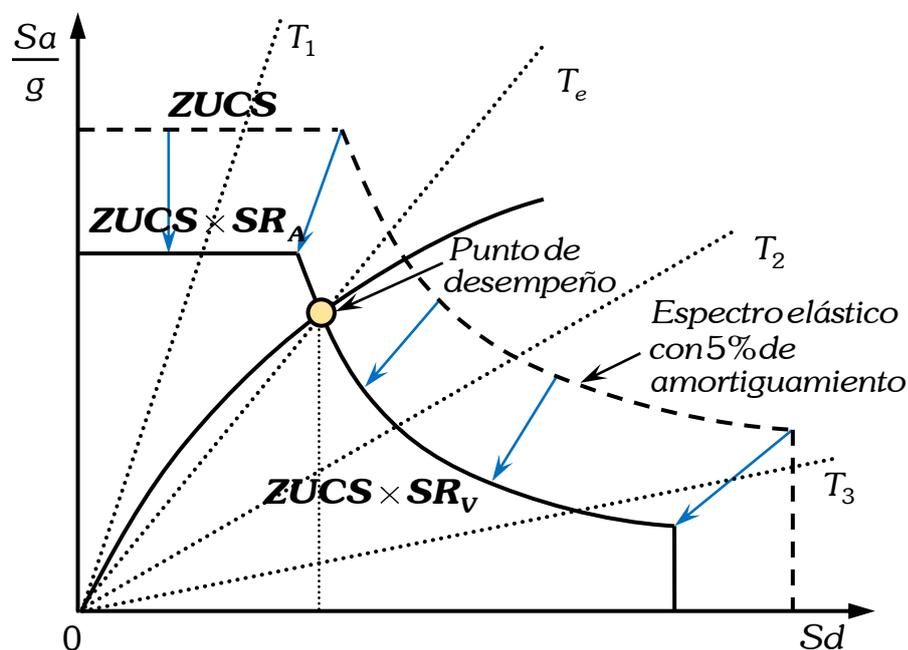


Figura 58. Punto de desempeño por el método del espectro de capacidad.

Fuente: (Quiroz, 2017).

2.2.35. Niveles de desempeño según SEAOC 1999

SEAOC (1999) define cinco niveles de desempeño (SP1 a SP5) en base al límite de desplazamiento de la estructura y la bilinealización de la curva de capacidad que corresponden a sectores definidos por tramos. Y es similar a los niveles de desempeño de la propuesta por FEMA 273, FEMA 274 y FEMA 356 tales como; Operacional que es igual a SP1, Ocupación Inmediata (S-1) que es igual a SP2, Seguridad de Vida (S-3) que es igual a SP3 y Prevención del Colapso (S-5) similar a SP4 del SEAOC - 1999.

a. Totalmente operacional SP1

Nivel de desempeño en el cual no ocurren daños. Las consecuencias sobre los usuarios de las instalaciones son despreciables. La edificación permanece totalmente segura para sus ocupantes.

b. Operacional SP2

Nivel de desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños ligeros en elementos estructurales.

c. Resguardo de la vida SP3

Nivel de desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos estructurales, no estructurales y en el contenido de la edificación, degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema.

d. Cerca al Colapso SP4

Nivel de desempeño en el cual la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso estructural. La edificación es completamente insegura para sus ocupantes.

En el nivel de desempeño estructural a colapso SP5, no se puede rehabilitar.

2.2.36. Objetivos del desempeño sísmico según SEAOC 1999

Dentro de los objetivos del desempeño sísmico según el SEAOC 1999 se tiene.

Tabla 13
Objetivos de desempeño sísmico según SEAOC 1999

Nivel	Totalmente Operacional	Operacional	Resguardo de vida	Cerca al colapso
Sismo frecuente (50% en 30 años)	Edificación básica			
Sismo ocasional (20% en 50 años)	Edificación esencial	Edificación básica		
Sismo raro (10% en 50 años)	Seguridad crítica	Edificación esencial	Edificación básica	
Sismo muy raro (10% en 100 años)	Seguridad crítica	Seguridad crítica	Edificación esencial	Edificación básica

Fuente: SEAOC 1999.

2.2.37. Sectorización de la curva de capacidad según SEAOC 1999

En la tabla 14 se muestra los niveles de desempeño, la sectorización, los estados de daño y las derivas permisibles, según SEAOC 1999 en su sección AppG-1.

Tabla 14

Estados de daño y derivas a partir de los niveles de desempeño de SEAOC 1999

Nivel de desempeño	Límite del desplazamiento	Estado de daño	Límite de las derivas permisibles
Totalmente operacional	Δy	Despreciable	$< 0.2\% \pm$
Operacional	$\Delta y + 0.30\Delta p$	Leve	$< 0.5\% \pm$
Resguardo de vida	$\Delta y + 0.60\Delta p$	Moderado	$< 1.5\% \pm$
Cerca al colapso	$\Delta y + 0.80\Delta p$	Severo	$< 2.5\% \pm$
Colapso	$\Delta y + \Delta p$	Completo	$\geq 2.5\% \pm$

Nota. Fuente: SEAOC. (1999).

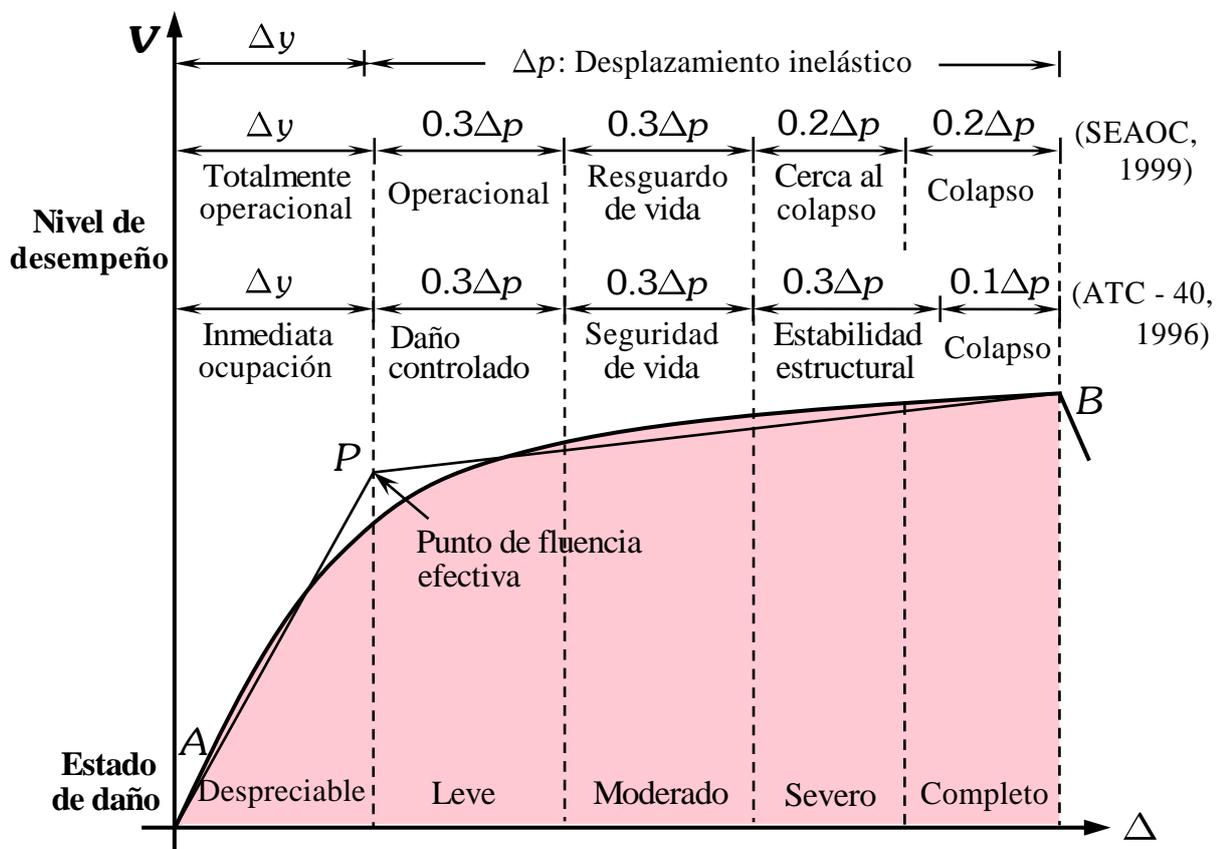


Figura 59. Sectorización de la curva de capacidad propuesta por el SEAOC 1999.

Fuente: (SEAOC. 1999)

Para sectorizar la curva de capacidad de los diagramas fuerza - deformación de los elementos se debe definir primero el desplazamiento de fluencia efectiva " Δy " y la capacidad de desplazamiento inelástico " $\Delta p = \Delta u - \Delta y$ ".

2.2.38. Índice de los estados de daño

Hwang y Huo (1994) proponen índices de daño para estructuras de concreto armado, basándose en el índice de daño de Park, Ang y Wen utilizando a la vez los mismos niveles de estado de daño, tal como se muestra en la tabla 15.

Tabla 15
Índices de estados de daño según Hwang y Huo (1994)

Nivel de desempeño	Estados de daño	Índice de daño	
		Rango	Estimación media
Totalmente operacional	Despreciable	0.01 – 0.10	0.05
Operacional	Leve	0.11 – 0.20	0.15
Resguardo de vida	Moderado	0.21 – 0.50	0.35
Cerca al colapso	Severo	0.51 – 0.85	0.67
Colapso	Completo	0.86 – 1.15	1.00

Fuente: adaptado de la propuesta RNE E.030

2.2.39. Límites de desplazamientos laterales según la RNE E.030

Para la verificación de los desplazamientos en el rango elástico, la norma E.030 – 2016, establece parámetros de distorsión para un determinado sistema estructural, que para la investigación presente se utilizó para concreto armado el valor de 0.007 y para albañilería el valor de 0.005.

Tabla 16
Límite de distorsión del entrepiso, según el RNE E.030 - 2016

LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	Δ_i/h_{ei}
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Muros de C° A° de ductilidad limitada.	0.005

Fuente: (RNE E.030, 2016)

2.2.40. Funciones de vulnerabilidad

Miranda (1999) menciona que la función de vulnerabilidad de las edificaciones se expresa mediante curvas que relacionan la Relación Media de Daño, ("*MDR*" por sus siglas en inglés), también llamada " β ", y una medida de intensidad del evento sísmico y por otro lado, la medida de desviación estándar del parámetro anterior también como función de la intensidad del evento.

La fórmula de la función escogida para las funciones de vulnerabilidad proviene de la probabilidad acumulada de una distribución de extremos y el daño esperado " β " para una edificación, se puede estimar con la siguiente expresión:

$$E \beta | \gamma_i = 1 - e^{-\ln 0.5 \left(\frac{\gamma_i}{\gamma_o} \right)^\varepsilon} \quad (2.115)$$

Dónde:

$E \beta | \gamma_i$: es el valor esperado de una variable con una distribución de probabilidades tipo beta.

γ_i : Es la distorsión máxima calculada para una "*S_a*" dada.

γ_o : Es la distorsión referencial asociada al 50% de la perdida máxima bruta.

ε : Parámetro de forma, que es una relación para el cálculo de daño.

En la figura 60 se muestra una forma típica de una función de vulnerabilidad, la forma es acampanada donde los valores de " $E \beta | \gamma_i$ " varían de (0 a 1) .

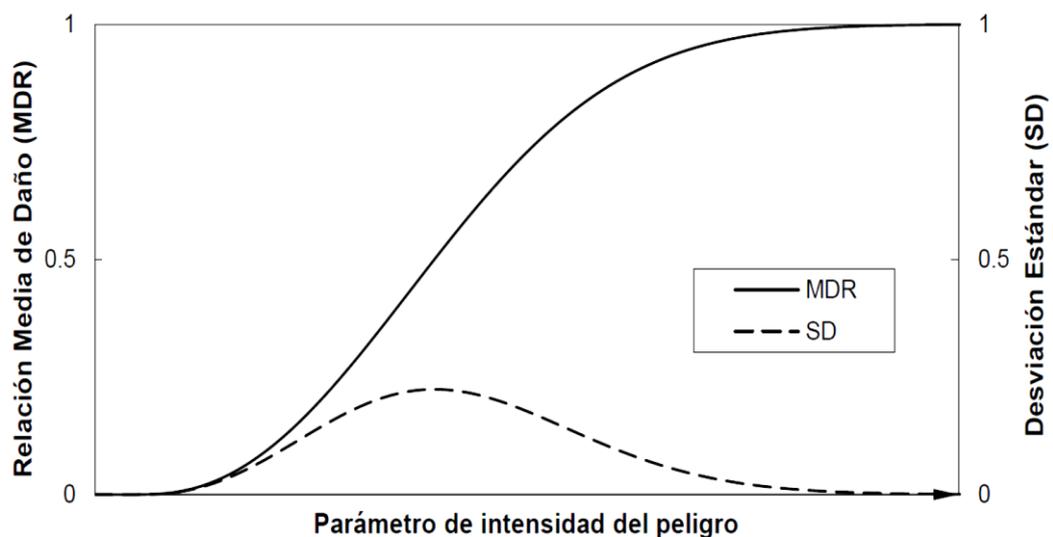


Figura 60. Representación típica de una función de Vulnerabilidad.

Fuente: (Palomino y Tamayo, 2016).

CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. MATERIALES EN EL PROCESO DE INVESTIGACIÓN

En los materiales considerados en el proceso de investigación se utilizó, el equipo esclerómetro para la recolección de los datos, y las herramientas software los cuales fueron fundamentales en la obtención de los resultados, en el cual se indican a continuación:

a. Programa CSI ETABS 2015

Es el programa software estructural, el cual fue principal en el diseño lineal estático y dinámico de las cinco (05) estructuras, así mismo en el análisis estático no lineal, obteniéndose resultados de suma importancia, como derivas de entrepiso, pesos sísmicos, desplazamiento para el primer modo fundamental, mecanismos de colapso mediante las rótulas plásticas y los diagramas de curva capacidad.

b. Programa AutoCAD 2018

Se utilizó para el replanteo de los planos de arquitectura y estructuras de los cinco (05) edificaciones educativas públicas de la ciudad de Ayaviri.

c. Microsoft Word, Excel 2016

Programas que se usó para las hojas de cálculo de esclerometría, diseño sismorresistente de las edificaciones para el replanteo de los planos y para el cálculo de las funciones de vulnerabilidad de las edificaciones educativas de la ciudad de Ayaviri.

3.2. DISEÑO METODOLÓGICO

3.2.1. Tipo de Investigación

La presente investigación realizada es de tipo aplicada, ya que permitió obtener información y datos relacionados con las variables involucradas en la investigación, para relacionarlas entre ellas, y a través de ellas se explicaron los procedimientos necesarios en la obtención de curvas de capacidad, para las edificaciones educativas de concreto armado de la ciudad de Ayaviri.

3.2.2. Nivel de Investigación

De acuerdo al capítulo 2.2.2. el nivel de la presente investigación es descriptivo, debido a que en la investigación se determinó la vulnerabilidad sísmica de las cinco (05) edificaciones educativas existentes a partir de las dimensiones descritas en la operacionalización de la variable. En el cual no se realizó la contrastación de la hipótesis según a esta definición.

3.2.3. Operacionalización de la variable

En la operacionalización de la variable para un nivel de investigación descriptivo se trabajó con una variable y que se dividió en tres dimensiones, descritos a partir de los objetivos específicos. Para determinar la vulnerabilidad sísmica se calculó a partir de la tabla 4, está relacionada directamente con el porcentaje de daño esperado, donde a continuación se muestra en la tabla 17, la operacionalización de la variable de la presente investigación.

Tabla 17
Operacionalización de la variable

Variable	Dimensiones	Indicadores	Índice
Vulnerabilidad sísmica $V = f D \%$	Derivas de entrecaposo (RNE E.030) $D.E. = \Delta_i/h_e$	Excede / No excede	Pórticos, $\Delta_i/h_e = 0.007$ Albañilería, $\Delta_i/h_e = 0.005$
	Niveles de desempeño estructural (SEAOC 1999) $N.D. = d_p$	Totalmente operacional	$d_p/h_e < 0.2\% \pm$
		Operacional	$d_p/h_e < 0.5\% \pm$
		Resguardo de vida	$d_p/h_e < 1.5\% \pm$
		Cerca al colapso	$d_p/h_e < 2.5\% \pm$
		Colapso	$d_p/h_e \geq 2.5\% \pm$
	Estados de daño $D = f d_p/h_e \%$	Despreciable	$d_p/h_e \leq \gamma_{TO} (\%)$
		Leve	$\gamma_{TO} (\%) < d_p/h_e \leq \gamma_O (\%)$
		Moderado	$\gamma_O (\%) < d_p/h_e \leq \gamma_{RV} (\%)$
		Extenso	$\gamma_{RV} (\%) < d_p/h_e \leq \gamma_{CC} (\%)$
	Completo	$\gamma_{CC} (\%) < d_p/h_e \leq \gamma_C (\%)$	

Fuente: Elaboración propia

3.3. METODOLOGÍA DEL ANÁLISIS

3.3.1. Recolección de datos

Para la recolección de los datos se recurrió al enfoque cuantitativo. Empezando con la medición de las cinco (05) edificaciones existentes, luego con el replanteo de los planos estructurales, debido a que las edificaciones no presentaban planos post construcción, así también se realizó los ensayos no destructivos a través del método de esclerómetro que nos permite calcular la resistencia actual de los elementos estructurales de las columnas y vigas.

3.3.2. Selección del tamaño de muestra

En la selección del tamaño de muestra se trabajó por estratos, en el cual para el primer estrato se obtuvo cinco (05) edificaciones educativas públicas de concreto armado a partir de la ecuación 2.5, y para el segundo estrato de los elementos estructurales (columnas y vigas) se obtuvo el tamaño de muestra a partir de la ecuación 2.9. Donde en la tabla 18, se muestra el número de estratos seleccionados para el presente trabajo de investigación.

Tabla 18

Muestreo estratificado del trabajo de investigación

Muestreo estratificado	
Primer Estrato " N_1 "	Edificaciones educativas públicas de concreto armado
Segundo estrato " N_2 "	Elementos estructurales (columna, vigas y losa)

Fuente: Elaboración propia

3.3.3. Cálculo del tamaño muestral para el primer estrato

Con respecto al primer estrato, se determina empleando el muestreo aleatorio simple sin reemplazo (MAS), donde a continuación se muestra el tamaño de la población para $n < 30$ muestras pequeña, que relaciona la precisión y el tamaño de la muestra proveniente de los intervalos de confianza con un error de muestreo absoluto, para el cual también se trabajó con la desviación estándar " s " y con los valores de la distribución " t " de Student con " $n-1$ " grados de libertad.

En la ciudad de Ayaviri, hay 09 instituciones educativas públicas (Primaria y Secundaria) de las cuales, dos instituciones están en ejecución de módulos nuevos

y dos, cuenta con infraestructura de material adobe por lo que se trabajó con las 05 instituciones de concreto armado y tomando un pabellón por institución. Para tener un adecuado orden, en el presente trabajo de investigación se trabajó con nomenclaturas E1, E2, E3, E4 y E5 tal como se muestra en la tabla 19.

Tabla 19
Tamaño de población de las edificaciones educativas públicas

Edif.	Instituciones	Nro. Total de Elem. Estr. "x_i"
E1	I.E.S. Nuestra Señora de Alta Gracia	65
E2	I.E.P. 70480 Niño Jesús de Praga	114
E3	I.E.S. Roque Sáenz Peña	106
E4	I.E.S. Agroindustrial nro. 72	204
E5	I.E.P. 71011 San Luis Gonzaga	86
N =	05 Edificaciones Educativas	444

Fuente: Elaboración propia

Aplicando la ecuación 2.5 y reemplazando valores se tiene un tamaño de muestra óptima para una población de $N = 05$, tal como se muestra en la tabla 20.

Tabla 20
Cálculo del tamaño de muestra óptima

Sim.	Descripción	Valor
\bar{x}	Media de la Población	115.4
s^2	Varianza muestral	2262.24
e	Error muestral absoluto requerido al 7% = $e \% \times \bar{x}$	8.08
t	Nivel de confianza para $\alpha = 5\%$, con $gl = n - 1 = 4$	2.776
n_0	Tamaño muestral	267.03
n	Tamaño de la muestra optima	4.91
n	Tamaño de muestra	5

Fuente: Elaboración Propia

3.3.4. Cálculo del tamaño muestral para el segundo estrato

Para el presente trabajo de investigación en el segundo estrato, se optó los valores de " $p = 0.95, q = 0.05$ ", ya que minimizan el muestreo de los elementos estructurales del estrato, así también minimizar el presupuesto de los ensayos de esclerómetro y la probabilidad de éxito es mayor que la probabilidad de fracaso.

Un porcentaje de error en la precisión de las estimaciones para aceptar la generalización se representó por " $e(\%)$ ", que suele tomar valores entre 0 y 0.10, mientras más pequeño el tamaño de muestra, aumenta el porcentaje de error, donde para el siguiente trabajo de investigación en el segundo estrato, se optó por un valor de " $e = 10\%$ ".

Para obtener las muestras óptimas en el segundo estrato de los elementos estructurales, se dividió en 2 subestratos que es columnas y vigas, considerando el total de columnas de estas sin considerar las escaleras y para las vigas se consideró las vigas principales sin considerar la losa ya que su proceso constructivo es monolítico. A continuación, se muestra la población de los subestratos en la tabla 21.

Tabla 21
Población de los subestratos

2do. ESTR.	INSTITUCIÓN EDUCATIVA	Elemento Estruct.	
		Columna	Viga
01	I.E.S. Nuestra Señora de Alta Gracia	28	37
02	I.E.P. 70480 Niño Jesús de Praga	46	68
03	I.E.S. Roque Sáenz Peña	42	64
04	I.E.S. Agroindustrial nro. 72	96	108
05	I.E.P. 71011 San Luis Gonzaga	36	50

Fuente: Elaboración Propia

Para la muestra óptima del segundo estrato y en el primer subestrato de esta, se calculó por ejemplo para la I.E.S. Nuestra Señora de Alta Gracia, considerando una población de 28 elementos estructurales (columnas), y reemplazando estos datos en la ecuación 2.9 se obtuvo 11 muestras óptimas para el ensayo del esclerómetro:

$$n = \frac{NpqZ_{\alpha/2}^2}{N-1 e^2 + pqZ_{\alpha/2}^2} = \frac{28 \cdot 0.95 \cdot 0.05 \cdot 1.96^2}{28-1 \cdot 0.10^2 + 0.95 \cdot 0.05 \cdot 1.96^2}$$

$$n = 11 \text{ columnas}$$

A continuación, se muestra la tabla 22, que es el resultado del ensayo esclerómetro in situ, con los índices esclerómetros promedio a partir de la muestra óptima calculada para los elementos estructurales (columna) de la edificación educativa de Nuestra Señora de Alta Gracia de Ayaviri.

Tabla 22

Número de muestras óptimas en las columnas para la edificación "E1"

Nro.	DESCRIPCIÓN	Angulo de disparo	Prom. (\bar{x})	Resistencia (Kg/cm ²)
01	Eje 6-6, con Eje D-D, C-1, (Primer Nivel)	0°	35	325.40
02	Eje 5-5, con Eje D-D, C-1, (Primer Nivel)	0°	36	342.43
03	Eje 3-3, con Eje D-D, C-1, (Primer Nivel)	0°	35	325.40
04	Eje 6-6, con Eje A-A, C-1, (Primer Nivel)	0°	30	243.78
05	Eje 4-4, con Eje A-A, C-1, (Primer Nivel)	0°	31	259.63
06	Eje 2-2, con Eje A-A, C-1, (Primer Nivel)	0°	30	243.78
07	Eje 2-2, con Eje D-D, C-3, (Segundo Nivel)	0°	30	243.78
08	Eje 2-2, con Eje B-B, C-1, (Segundo Nivel)	0°	30	243.78
09	Eje 3-3, con Eje D-D, C-1, (Segundo Nivel)	0°	30	243.78
10	Eje 4-4, con Eje D-D, C-1, (Segundo Nivel)	0°	36	342.43
11	Eje 6-6, con Eje D-D, C-1, (Segundo Nivel)	0°	35	325.40

Fuente: Elaboración Propia

3.4. ENSAYO ESCLEROMÉTRICO O ÍNDICE DE REBOTE

3.4.1. Metodología del ensayo

Se siguió el procedimiento establecido por la NTP 339.181 para la obtención de las lecturas del índice de rebote, donde nos indica que se debe de sostener el instrumento firmemente para que el émbolo esté perpendicular a la superficie de ensayo. Gradualmente empujando el instrumento hacia la superficie de ensayo hasta que el martillo impacte. Después del impacto, manteniendo presionado el instrumento y, si es necesario, oprimir el botón situado al costado del instrumento para trabar el émbolo en su posición retraída. Leer el número del rebote en la escala y registrarlo, aproximándolo al entero. Y para la presente investigación se tomó 12 lecturas. Los ensayos de impacto estuvieron separados por más de 25 mm (1 pulgada). Examinando la impresión hecha sobre la superficie después del impacto, y si el impacto aplasta o destroza la superficie (hueca con aire), se anuló la lectura y se tomó otra lectura.

3.4.2. Área de ensayo

Para las áreas de ensayo, se siguió bajo los criterios establecidos en la norma brasileña NBR 7584 (1995), donde para el presente trabajo se optó de un cuadrado de 16 centímetros y dividido en 16 cuadrados pequeños cada uno, y según la norma

NTP 339.181 nos indica que cada punto debe de estar separado por más de 25 mm (01 pulgada), donde a continuación se muestra el área de ensayo utilizado en situ.

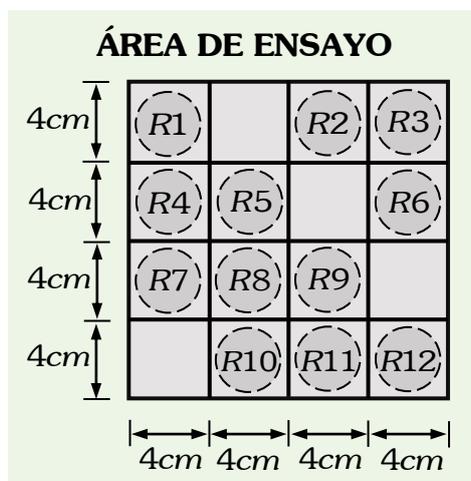


Figura 61. Área de ensayo para el ensayo de esclerómetro.

Fuente: Elaboración Propia.

3.4.3. Procedimiento del cálculo

De acuerdo a NTP 339.181, se descartó las lecturas que difirieron del promedio de 10 lecturas en 6 unidades y se determinó con las lecturas restantes, así también cuando dos lecturas difirieron de promedio por 6 unidades, se descartó todas las lecturas y se buscó otra área de ensayo para la realización de la lectura del índice de rebote. A continuación, se muestra en la figura 62, la ejecución del ensayo de esclerómetro para la obtención de las resistencias a compresión de cada elemento.



Figura 62. Ejecución del ensayo de esclerómetro.

Fuente: Elaboración Propia.

En recolección de los datos de estimación de resistencia del concreto de las cinco (05) edificaciones educativas de la ciudad de Ayaviri, para la lectura del índice esclerométrico de superficies cilíndricas, que son las probetas del laboratorio de construcciones de la UNA PUNO, se utilizó el diagrama de la figura 18 y para la lectura del índice esclerométrico de superficies planas se utilizó el diagrama que se muestra en la figura 19.

3.4.4. Factor de corrección de ensayo a compresión vs esclerómetro

Para el factor de corrección de ensayo a compresión (laboratorio) vs ensayo de esclerómetro, se siguió las recomendaciones propuestas del INTEMAC y Cortes (1987) mediante los errores relativos, donde para dicha corrección se utilizó 10 probetas del consorcio TUTUPACA - UNAJ, Juliaca y 2 probetas del consorcio ALTIPLANO, realizado en el laboratorio de construcciones de la UNA - PUNO, donde a continuación se muestra en la tabla 23.

Tabla 23

Correlación de resistencia a compresión vs esclerómetro

Nro.	Obra.	f'c de diseño	Ensayo de Esclerómetro (Kg/cm ²) (1)	Ensayo a Compresión (Kg/cm ²) (2)	Errores absolutos (2-1)	Errores relativos (2/1)
01		210	210.00	208.40	-1.600	0.992
02		210	260.00	312.00	52.000	1.200
03		210	238.00	283.30	45.300	1.190
04	Consorcio	280	310.00	338.60	28.600	1.092
05	Tutupaca -	280	340.00	359.20	19.200	1.056
06	UNAJ,	280	310.00	336.60	26.600	1.086
07	Juliaca	280	340.00	352.30	12.300	1.036
08		280	320.00	349.60	29.600	1.093
09		280	310.00	346.00	36.000	1.116
10		280	350.00	388.10	38.100	1.109
11	Consorcio	210	158.00	189.00	31.000	1.196
12	Altiplano	210	180.00	213.30	33.300	1.185

Fuente: Elaboración propia

En la corrección del ensayo a compresión (laboratorio) vs esclerómetro se muestran relativo que representa el verdadero factor de corrección que se utilizó para obtener la resistencia del concreto a partir de valores de resultados con esclerómetro. Este coeficiente ha variado entre 0.992 y 1.200 con los siguientes parámetros estadísticos de un valor medio de 1.113 y una desviación estándar de 0.068.



Figura 63. Ensayo de esclerometria a las probetas.

Fuente: Elaboración Propia.

3.4.5. Análisis de resultados

Para obtener la resistencia a compresión de los elementos estructurales se utilizaron factores de corrección tales como; posición del aparato, carbonatación superficial del concreto, condición de humedad superficial, diferentes capas de concreto y tipos de cemento, que a continuación se muestra en la tabla 24.

Tabla 24

Resumen de las resistencias a compresión corregidas con los factores F.C.

Institución educativa	Elemento de la Edificación	Resistencia a compresión corregida con los F.C.
I.E.S. Nuestra señora de Alta Gracia	Columna	284.00 Kg/cm ²
	Viga y losa	267.83 Kg/cm ²
I.E.P. 70480 Niño Jesús de Praga	Columna	286.90 Kg/cm ²
	Viga y losa	271.14 Kg/cm ²
I.E.S. Técnico Industrial Roque Sáenz Peña	Columna	292.55 Kg/cm ²
	Viga y losa	276.00 Kg/cm ²
I.E.S. Agropecuario nro. 72	Columna	309.01 Kg/cm ²
	Viga y losa	292.80 Kg/cm ²
I.E.P. 71011 San Luis Gonzaga	Columna	298.18 Kg/cm ²
	Viga y losa	278.71 Kg/cm ²

Fuente: Elaboración propia

3.5. NIVELES DE PELIGRO SÍSMICO SEGÚN LA NORMA E.030

De acuerdo al RNE E.030 de diseño sismorresistente para el peligro sísmico indica que, el factor “Z” que es la fracción de la aceleración máxima horizontal de la gravedad en suelo rígido presentados en su tabla 1, tiene la probabilidad de excedencia del 10 % en 50 años. En el cual de acuerdo a SEAOC 1999 corresponde a un “sismo raro” y para “k=0.4” tal como se muestra en la tabla 26.

Tabla 25
Correlación de peligro sísmico con la aceleración máxima de “Z = 0.25”

Nivel de peligro sísmico	Periodo de retorno (años)	Probabilidad de excedencia	PGA (g)	Aceleración espectral según RNE E.030
Sismo frecuente (SEAOC - 1999)	25.01	87% en 50 años	0.077	$0.308 \times ZUCS$
Sismo ocasional (SEAOC - 1999)	72.64	50% en 50 años	0.118	$0.472 \times ZUCS$
Sismo raro (SEAOC - 1999) (RNE E.030)	475.06	10% en 50 años	0.25	ZUCS
Sismo muy raro (SEAOC - 1999)	949.62	10% en 100 años	0.330	$1.320 \times ZUCS$

Fuente: Elaboración Propia.

3.6. PROPIEDADES ELÁSTICAS DE LOS MATERIALES

Tabla 26
Propiedades de los materiales

Acero de refuerzo Gr-60	Concreto	Albañilería
Límite de fluencia $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$	Peso específico $\gamma = 2400 \text{ Kg/cm}^2$	Peso específico $\gamma = 2400 \text{ Kg/cm}^2$
Fluencia última $f_y = 6300 \text{ Kg/cm}^2$	Módulo de elasticidad $E = 15100\sqrt{f'c}$	Módulo de elasticidad $E = 500 \times f'm$
Módulo de elasticidad $E = 2 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$	Coefficiente de Poisson $\mu = 0.2$	Coefficiente de Poisson $\mu = 0.2$
Coefficiente de Poisson $\mu = 0.3$	Resistencia a compresión (ver anexo C)	Resistencia de la albañilería $f'm = 35 \text{ Kg/cm}^2$

Fuente: Elaboración Propia.

3.7. RESPUESTA DE LA ESTRUCTURA “E1”

3.7.1. Cargas consideradas

Para las cargas muertas y vivas se trabajaron a partir de la norma E.020 del reglamento nacional de edificaciones.

Tabla 27

Cargas vivas y muertas para las edificaciones educativas

CARGA MUERTA SOBRE ÁREAS (CM)		
Componente	Carga Parcial Kg/m ²	Carga total Kg/m ²
Ladrillo techo de 30x30x15cm	75	
Cielo raso + tarrajeo	25	200.00
Acabados	100	

CARGA MUERTA LINEAL (CM)		
Componente	Ecuación	Carga lineal Kg/m
Parapetos de la escalera	$w_p = e_e h_e \gamma_e$	280.80
Parapetos de las ventanas	$w_p = e_v h_v \gamma_v$	351.00
Albañilería confinada triangular	$w_m = e_m h_m \gamma_m$	210.60

CARGA VIVA SOBRE ÁREAS (CV)		
Componente	Carga Parcial Kg/m ²	Carga total Kg/m ²
S/C (Aulas)	250	250
Escaleras y pasadizos	400	400

Fuente: Elaboración Propia.

Para el metrado de cargas del tijeral se realizó para dos tipos de cargas carga muerta (CM) y la carga viva del techo (CVT) tal como se muestra en la figura 64.

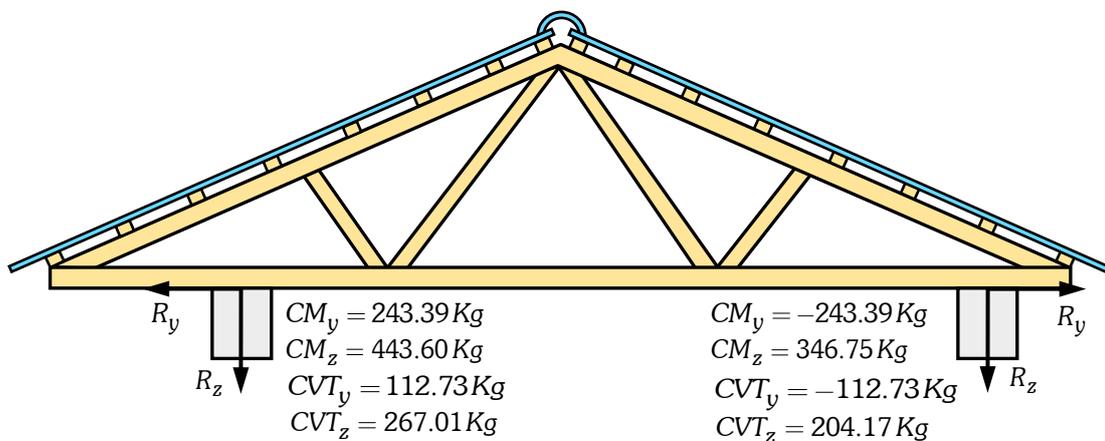


Figura 64. Cargas transmitidas del tijeral a la viga de la “E1”.

Fuente: Elaboración Propia.

3.7.2. Análisis dinámico lineal de “E1”

Para el análisis dinámico lineal se realizó a partir de las consideraciones dadas del E.030-2016, para generar los espectros pseudo aceleraciones en dirección “X” e “Y”.

Tabla 28
Parámetros sísmicos para la edificación “E1”

Datos	Factores	Datos	Dir. X-X	Dir. Y-Y
Z =	0.25	Ro =	8	3
U =	1.50	Ia =	1	1
S =	1.40	Ip =	1	1
Tp =	1.00	R =	8	3
Tl =	1.60	g =	9.81	m/s ²

Fuente: Elaboración Propia.

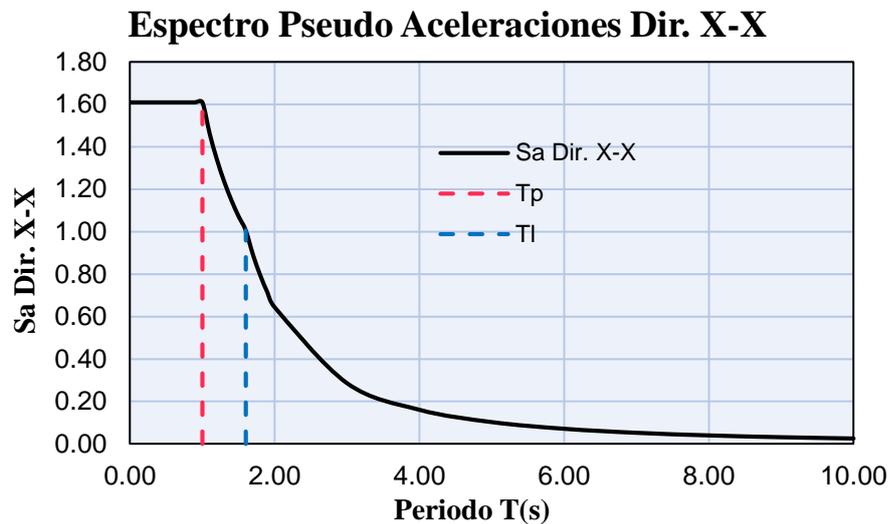


Figura 65. Espectro pseudo aceleración en dirección X-X para “E1”.

Fuente: Elaboración Propia.

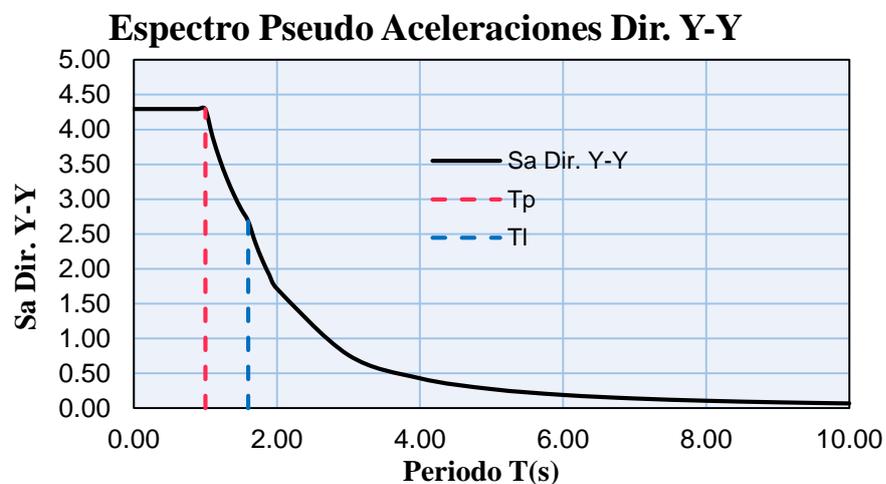


Figura 66. Espectro pseudo aceleración en dirección Y-Y para “E1”.

Fuente: Elaboración Propia.

3.7.3. Desplazamientos obtenidos para la edificación “E1”

A continuación, se muestra los desplazamientos a partir del ETABS – 2015.

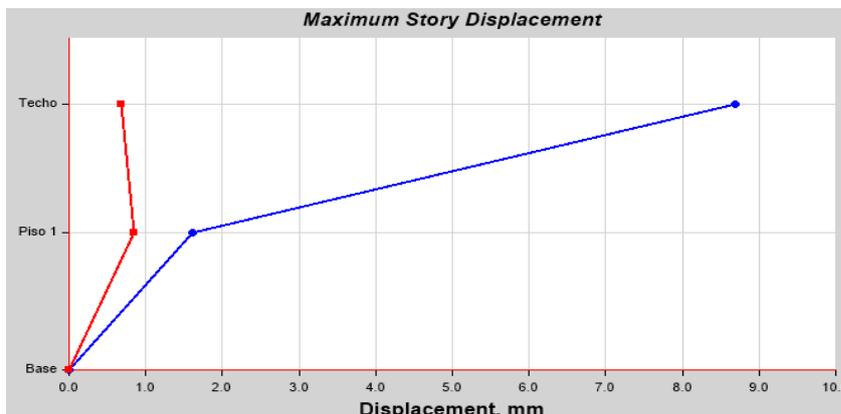


Figura 67. Desplazamientos máximos de entrepiso para un sismo X-X.

Fuente: Elaboración Propia.

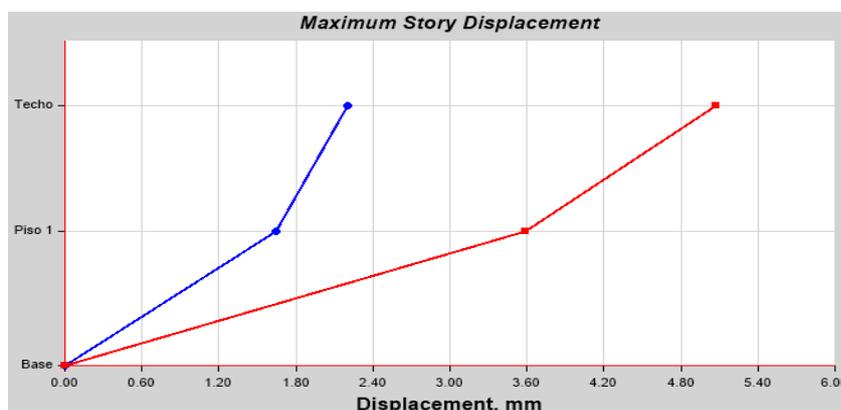


Figura 68. Desplazamientos máximos de entrepiso para un sismo Y-Y.

Fuente: Elaboración Propia.

3.7.4. Cargas monotónicas para la edificación “E1”

A continuación, se muestra la distribución de cargas laterales triangular a partir de la propuesta del RNE E.030, en la dirección X-X y Y-Y.

Tabla 29

Cargas laterales (Pushover) para E1 en dirección X -X

		$V_{Bx} = 29943.78 \text{ Kg}$	$k = 1$	
Nivel	Peso del entrepiso $W_i \text{ (Kg)}$	Altura del entrepiso $h_i^k \text{ (m)}$	$W_i \times h_i^k \text{ (Kg - m)}$	$F_i(x) \text{ (Kg)}$
Techo	39820.21	6.40	254849.34	10952.81
Piso 1	133903.31	3.30	441880.92	18990.97
Total	173723.52		696730.27	

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 30
Cargas laterales (Pushover) para E1 en dirección Y-Y

$V_{By} = 79849.83 \text{ Kg}$			$k = 1$	
Nivel	Peso del entrespiso $W_i \text{ (Kg)}$	Altura del entrespiso $h_i^k \text{ (m)}$	$W_i \times h_i^k \text{ (Kg - m)}$	$F_i(x) \text{ (Kg)}$
Techo	39820.21	6.40	254849.34	29207.40
Piso 1	133903.31	3.30	441880.92	50642.43
Total	173723.52		696730.27	

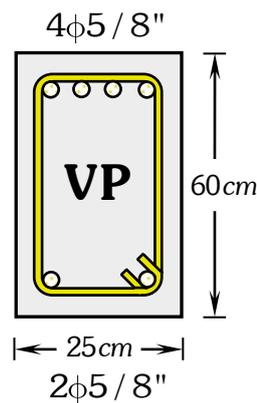
Fuente: Elaboración Propia.

3.7.5. Momento giro de las vigas para la edificación "E1"

A continuación, se presenta el diagrama de momento giro de las vigas que son obtenidos a partir del momento curvatura y longitud plástica.

Tabla 31
Datos del diagrama momento giro de la viga VP, para "E1"

Punto	Curvatura	Momento	Lp	Giro	M/My
-E	-0.050	-2.005	0.300	-0.015	-0.20
-D	-0.042	-2.005	0.300	-0.012	-0.20
-C	-0.042	-16.017	0.300	-0.012	-1.60
-B	0.000	-10.026	0.300	0.000	-1.00
A	0.000	0.000	0.300	0.000	0.00
B	0.000	10.026	0.300	0.000	1.00
C	0.042	16.017	0.300	0.012	1.60
D	0.042	2.005	0.300	0.012	0.20
E	0.050	2.005	0.300	0.015	0.20



Fuente: Elaboración Propia.

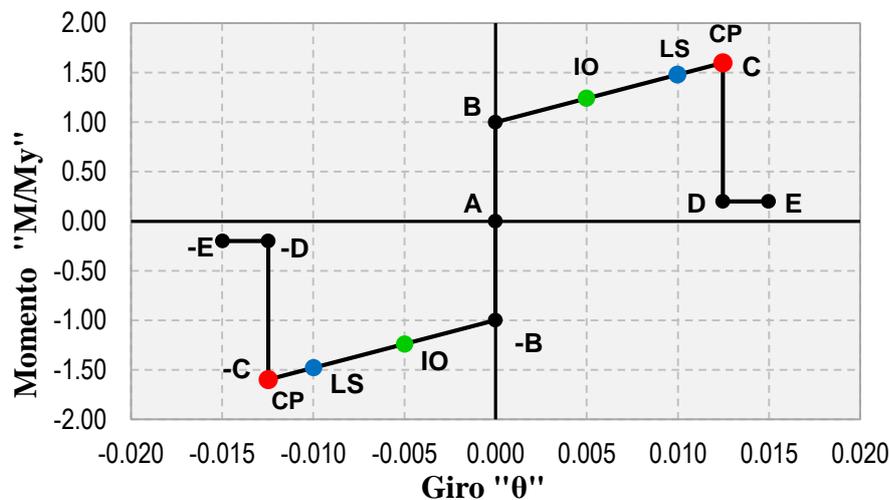
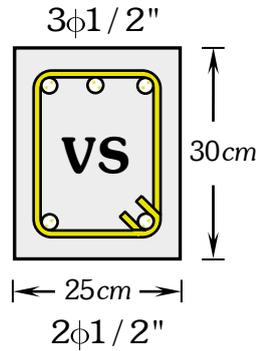


Figura 69. Diagrama momento giro de la viga VP, para "E1".

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 32
 Datos del diagrama momento giro de la viga VS, para "E1"

Punto	Curvatura	Momento	Lp	Giro	M/My
-E	-0.068	-0.428	0.150	-0.010	-0.20
-D	-0.057	-0.428	0.150	-0.009	-0.20
-C	-0.057	-3.511	0.150	-0.009	-1.64
-B	0.000	-2.138	0.150	0.000	-1.00
A	0.000	0.000	0.150	0.000	0.00
B	0.000	2.138	0.150	0.000	1.00
C	0.057	3.511	0.150	0.009	1.64
D	0.057	0.428	0.150	0.009	0.20
E	0.068	0.428	0.150	0.010	0.20



Fuente: Elaboración Propia.

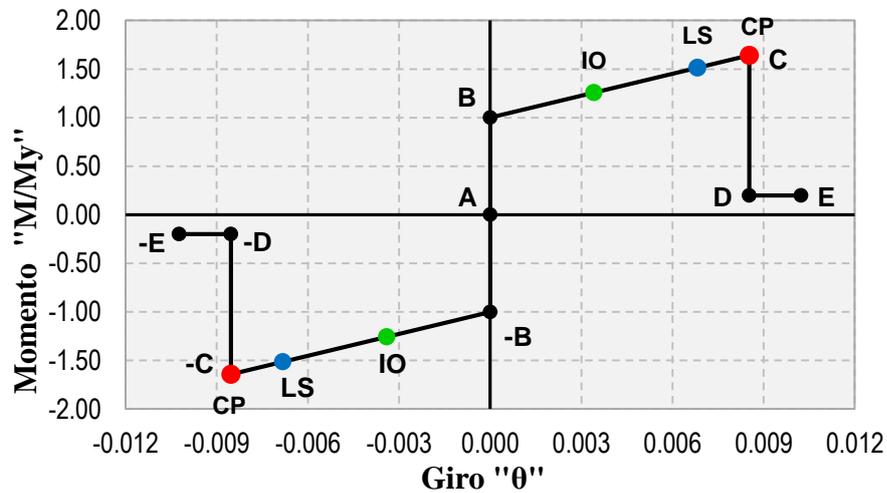


Figura 70. Diagrama momento giro de la viga VS, para "E1".

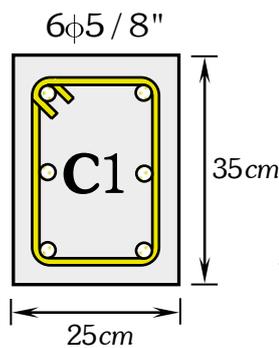
Fuente: Elaboración Propia.

3.7.6. Momento giro de las columnas para la edificación "E1"

A continuación, se muestra el diagrama de momento giro para las columnas.

Tabla 33
 Datos del diagrama momento giro de la columna C-1, para "E1"

Punto	Curvatura	Momento	Lp	Giro	M/My
A	0.000	0.000	0.175	0.000	0.00
B	0.000	3.372	0.175	0.000	1.00
C	0.057	4.837	0.175	0.010	1.43
D	0.057	0.674	0.175	0.010	0.20
E	0.069	0.674	0.175	0.012	0.20



Fuente: Elaboración Propia.

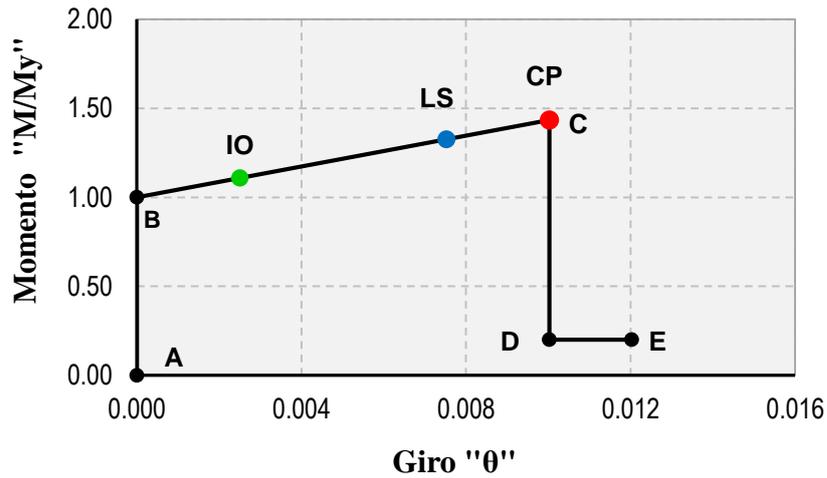


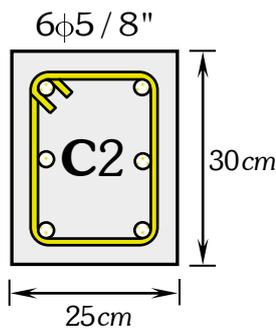
Figura 71. Diagrama momento giro de la columna C-1, para "E1".

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 34

Datos del diagrama momento giro de la columna C-2, para "E1"

Punto	Curvatura	Momento	Lp	Giro	M/My
A	0.000	0.000	0.150	0.000	0.00
B	0.000	2.754	0.150	0.000	1.00
C	0.055	3.997	0.150	0.008	1.45
D	0.055	0.551	0.150	0.008	0.20
E	0.066	0.551	0.150	0.010	0.20



Fuente: Elaboración Propia.

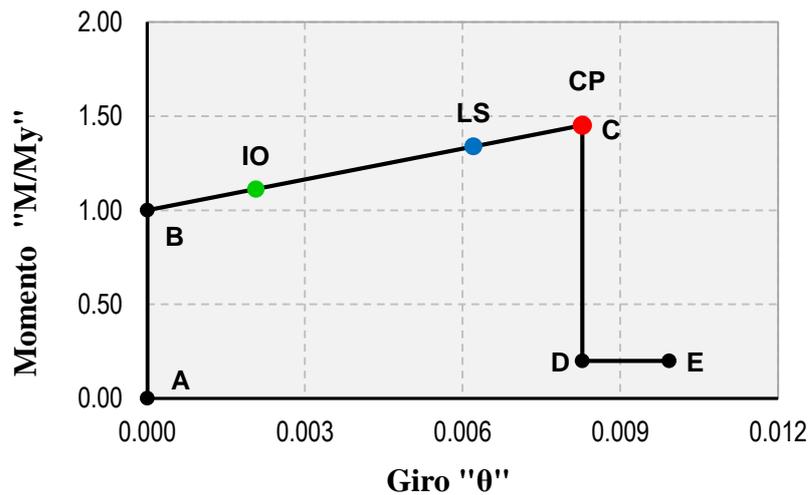


Figura 72. Diagrama momento giro de la columna C-2, para "E1".

Fuente: Elaboración Propia.

Las distancias relativas para un nudo i, j están dados a partir de la ecuación 2.90, y expresados en porcentaje tal como lo muestra la tabla 35.

Tabla 35
Distancias relativas de las rótulas plásticas para la edificación “E1”

Elemento	$L_p(m)$	$l_{1,2,3}(m)$	$L_n, H(m)$	$d_i (%)$	$d_j (%)$
Viga VP	0.300	0.750	6.40	5.86	94.14
Viga VS	0.150	0.375	3.65	5.14	94.86
Columna C-1	0.175	0.263	2.70	4.86	95.14
Columna C-2	0.150	0.225	2.70	4.17	95.83
Columna C-3	0.125	0.188	2.70	3.47	96.53

Fuente: Elaboración Propia.

3.7.7. Diagrama de momento giro en ETABS para la edificación “E1”

En la presente figura se muestra los datos de la rótula plástica de la viga principal con los criterios de aceptación, en el software ETABS 2015 para un momento de fluencia de 10.026 ton-m.

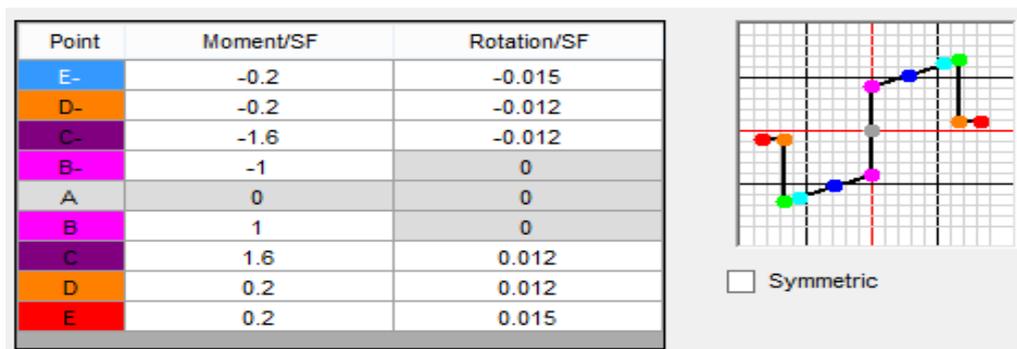


Figura 73. Diagrama momento giro de la viga VP para “E1”.

Fuente: Elaboración Propia.

Así también se muestra en la presente figura 74, los datos de la rótula plástica de la columna C-1, con los criterios de aceptación según la propuesta del FEMA 356, en el software ETABS 2015

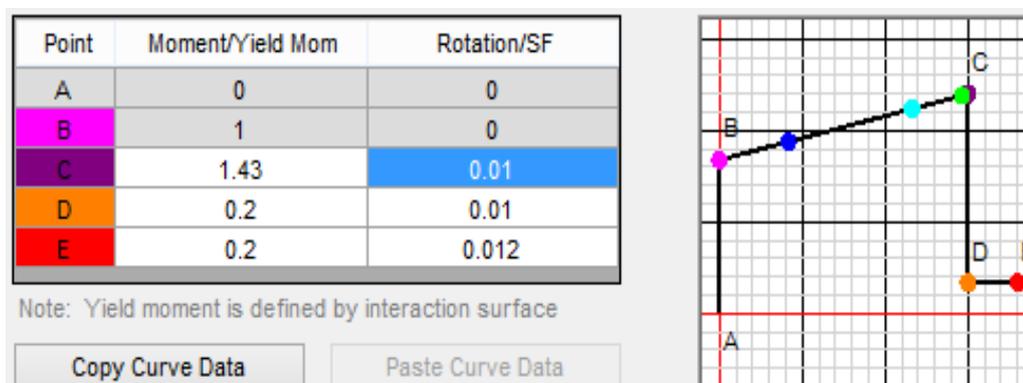


Figura 74. Diagrama momento giro columna C-2.

Fuente: Elaboración Propia.

3.7.8. Rótulas plásticas de la edificación “E1”

A continuación, se presenta en la figura 75 las primeras rupturas de las rótulas plásticas en las vigas para un sismo de diseño o sismo raro en la dirección de los pórticos X-X.

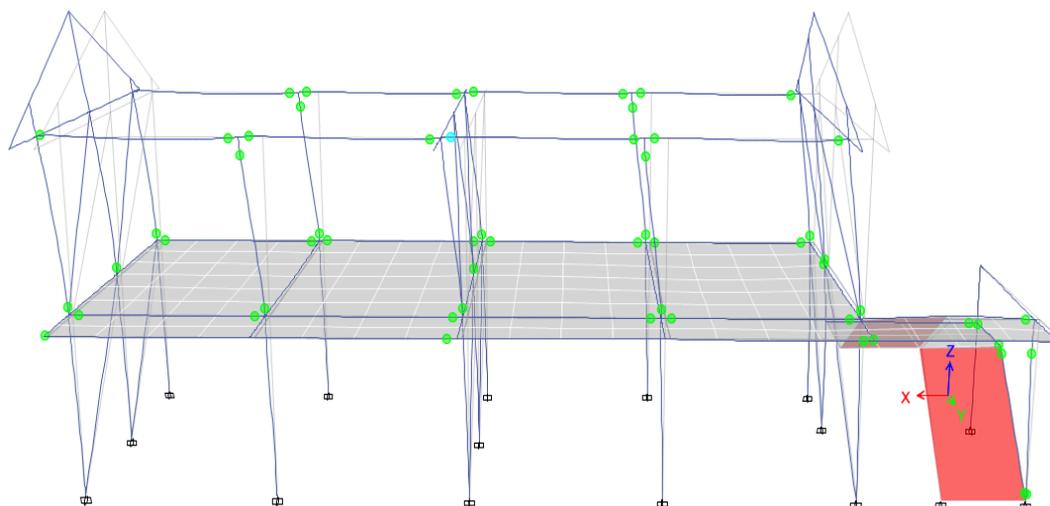


Figura 75. Mecanismo de colapso de la edificación “E1” en X-X.

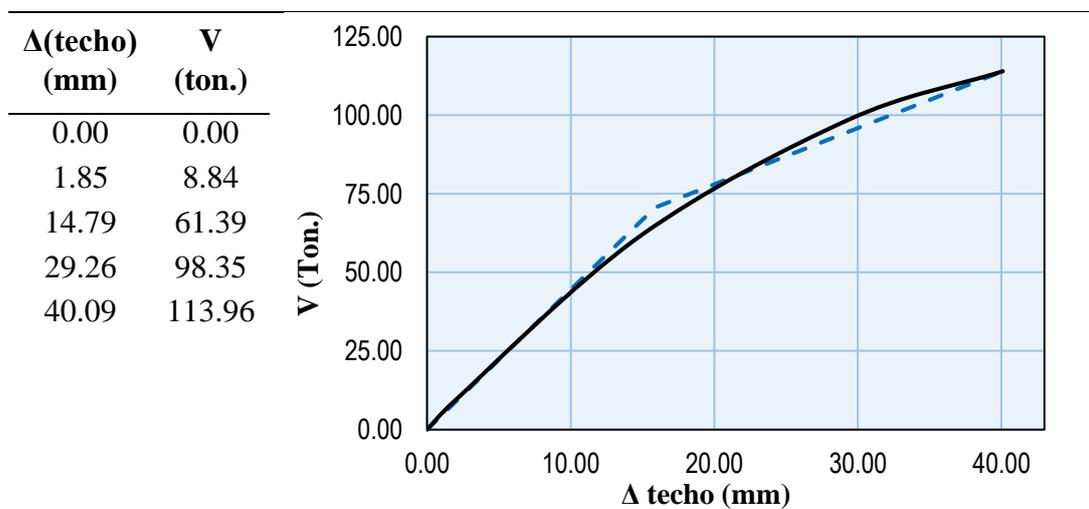
Fuente: Elaboración Propia.

3.7.9. Curva de capacidad de la edificación “E1”

A continuación, se presentan las curvas de capacidad para la edificación “E1” a partir del análisis estático no lineal (Pushover) en la dirección X-X e Y-Y respectivamente, mediante el software ETABS 2015.

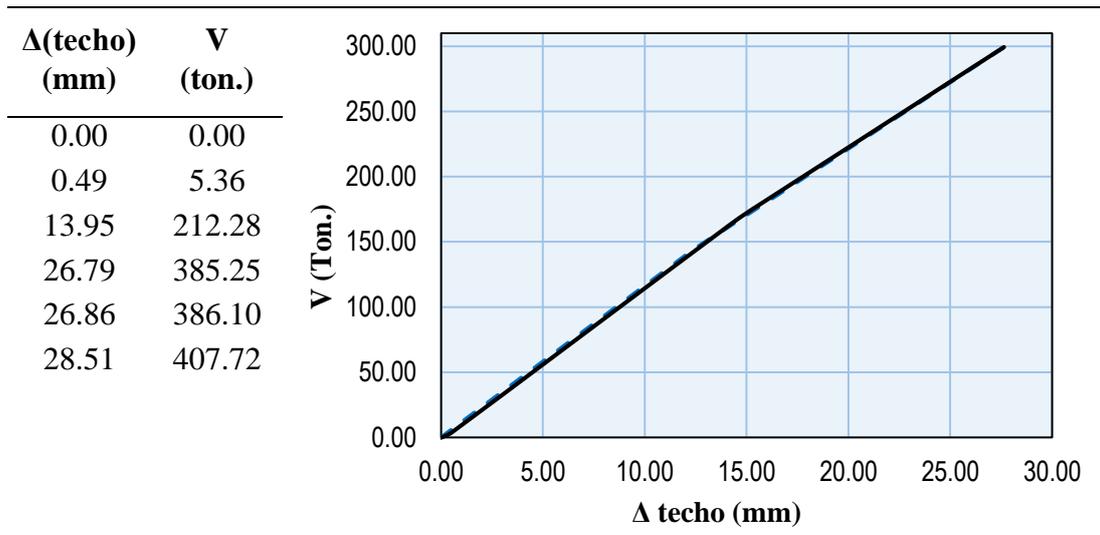
Tabla 36

Valores de curva de capacidad en el eje X-X de “E1”



Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 37
Valores de curva de capacidad en el eje Y-Y de “E1”



Fuente: Elaboración Propia.

3.7.10. Elaboración del espectro de capacidad para la edificación “E1”

Para la elaboración de la curva del espectro de capacidad se siguió de acuerdo al procedimiento del ATC – 40 tal como se muestra en la tabla 38.

Tabla 38
Conversión de curva de capacidad a espectro de capacidad de “E1” en X-X

Nivel	W_i (Ton.)	$\frac{W_i}{g}$	ϕ_i	$\frac{W_i \phi_i}{g}$	$\frac{W_i \phi_i^2}{g}$
Techo	39.820	4.059	1.000	4.059	4.059
Piso 1	133.903	13.650	0.165	2.250	0.371
Total	173.724	17.709		6.309	4.430
PF1 =	1.424	$\alpha_1 =$	0.507	$\phi_{\text{techo},1} =$	1.000

$\Delta(\text{techo})$ (mm)	V (ton.)		Sd (mm)	Sa
0.00	0.00		0.00	0.000
1.85	8.84	$Sd = \frac{\Delta_{\text{techo}}}{PF_1 \times \phi_{1,\text{techo}}}$	1.30	0.100
14.79	61.39		10.38	0.696
29.26	98.35	$Sa = \frac{V}{W_T \times \alpha_1}$	20.54	1.116
40.09	113.96		28.15	1.293
-	-		-	-

Fuente: Elaboración Propia

A continuación, se presenta el espectro de capacidad con los cuatro niveles de desempeño sísmico.

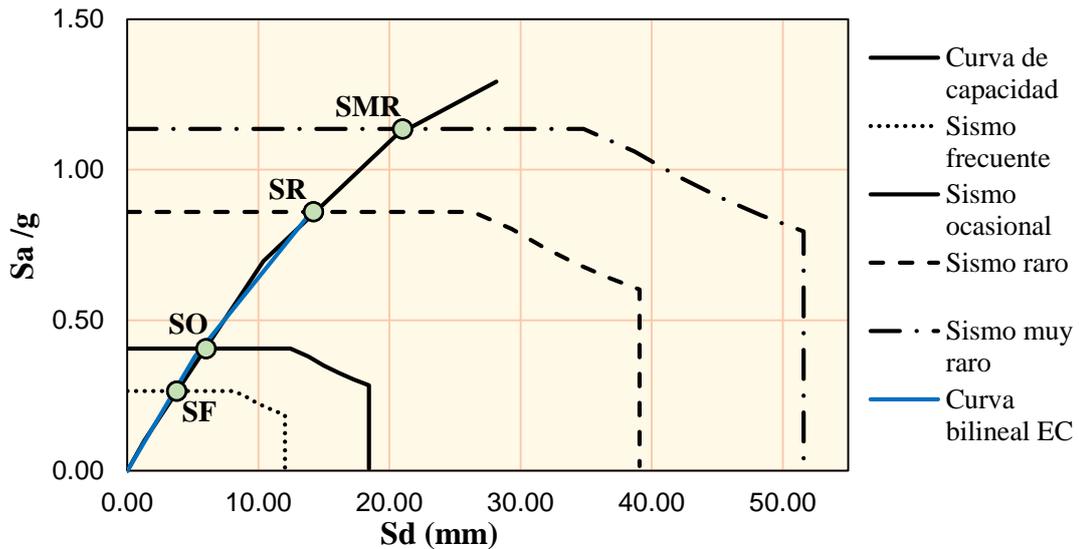


Figura 76. Punto de desempeño de la edificación de “E1” en X-X.

Fuente: Elaboración Propia.

De aquí se obtiene el desplazamiento objetivo del punto de desempeño para un nivel de sismo raro o de diseño según el ATC-40 de, $d_p = 14.20\text{mm}$ y $\alpha_p = 0.86\text{g}$, cumpliendo con la condición de $0.95d_{pi} \leq d_p \leq 1.05d_{pi}$.

Tabla 39

Conversión de curva de capacidad a espectro de capacidad de “E1” en Y-Y

Nivel	W_i	$\frac{W_i}{g}$	ϕ_i	$\frac{W_i\phi_i}{g}$	$\frac{W_i\phi_i^2}{g}$
Techo	39.820	4.059	1.000	4.059	4.059
Piso 1	133.903	13.650	0.704	9.615	6.773
Total	173.724	17.709		13.674	10.832
PF1 =	1.262	$\alpha_1 =$	0.975	$\phi_{\text{roof}, 1} =$	1.000
$\Delta(\text{techo})$ (mm)	V (ton.)			Sd (mm)	Sa
0.00	0.00			0.00	0.000
0.49	5.36	$Sd = \frac{\Delta_{\text{techo}}}{PF_1 \times \phi_{1,\text{techo}}}$		0.38	0.032
13.95	212.28			11.05	1.254
26.79	385.25	$Sa = \frac{V}{W_T \times \alpha_1}$		21.23	2.275
26.86	386.10			21.27	2.280
28.51	407.72			22.58	2.408

Fuente: Elaboración Propia

A continuación, se presenta el espectro de capacidad con los cuatro niveles de desempeño sísmico.

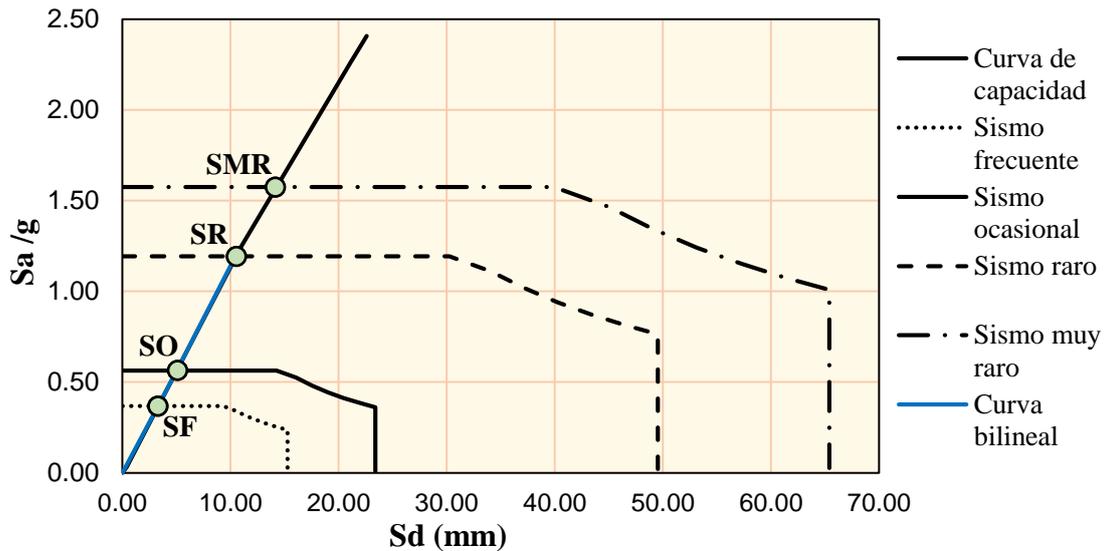


Figura 77. Punto de desempeño de la edificación de "E1" en Y-Y.

Fuente: Elaboración Propia.

De aquí se obtiene el desplazamiento objetivo del punto de desempeño para un nivel de sismo raro o de diseño según el ATC-40 de, $d_p = 10.54\text{ mm}$ y $a_p = 1.19\text{ g}$, cumpliendo con la condición de $0.95d_{pi} \leq d_p \leq 1.05d_{pi}$.

3.7.11. Sectorización de la curva de capacidad de la edificación "E1"

A continuación, se presenta la sectorización de la curva de capacidad para el Pushover en la dirección X-X.

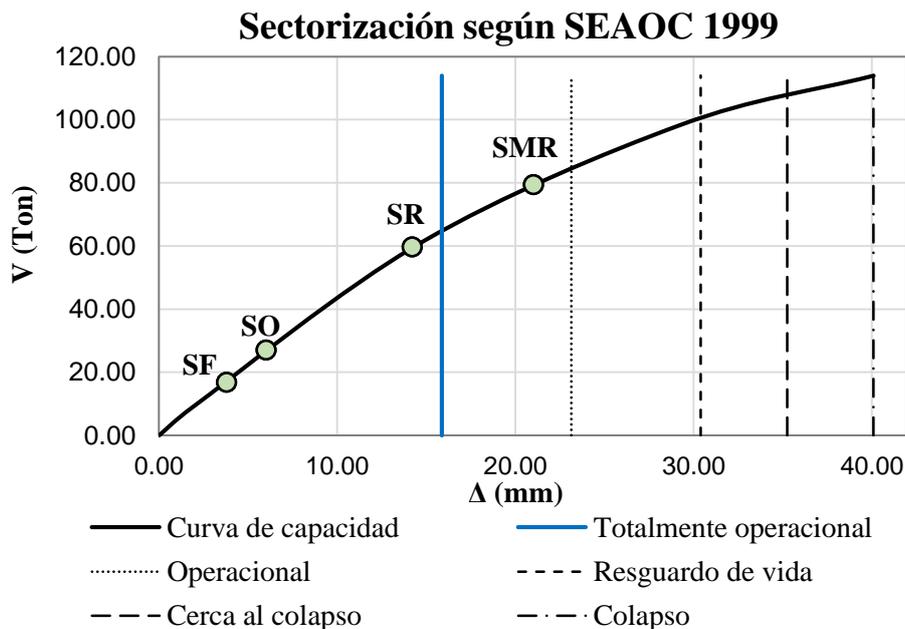


Figura 78. Sectorización de la curva de capacidad de "E1" en dirección X-X.

Fuente: Elaboración Propia.

A continuación, se muestra la sectorización para la dirección Y-Y.

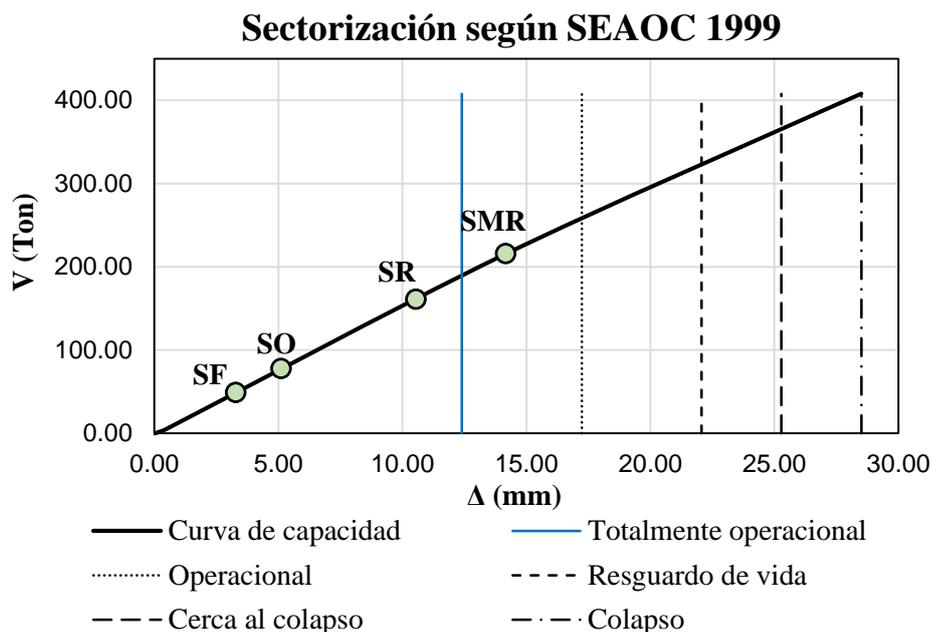


Figura 79. Sectorización de la curva de capacidad de “E1” en dirección Y-Y.

Fuente: Elaboración Propia.

3.7.12. Cálculo del daño medio global de la edificación “E1”

Para el cálculo del daño medio se utilizó la metodología propuesta por Miranda, para los factores de daño se utilizó la propuesta por Hwang y Huo (1994) y asociado para un nivel de desempeño de sismo raro según la propuesta del SEAOC 1999 tal como se muestra en la tabla 40.

Tabla 40

Calculo del daño para la edificación “E1” en dirección X-X

		$\Delta(\text{mm}) = 25.174$	$\gamma_o = 0.39 \%$	Dos pisos $\rho = 3.2472$	
Nivel de desempeño	Estado de daño	Desplazamiento de techo (mm)	Distorsion γ (%)	Índice de daño D (%)	
Totalmente operacional	Despreciable	15.86	0.25 %	5.00 %	
Operacional	Leve	23.13	0.36 %	15.00 %	
Resguardo de vida	Moderado	30.40	0.47 %	35.00 %	
Cerca al colapso	Extenso	35.24	0.55 %	67.00 %	
Colapso	Completo	40.09	0.63 %	100.00 %	

Fuente: Elaboración Propia.

A continuación, se muestra la función de vulnerabilidad del daño esperado de 10.24 % para una distorsión de 0.22 % tal como se muestra en la figura 80.

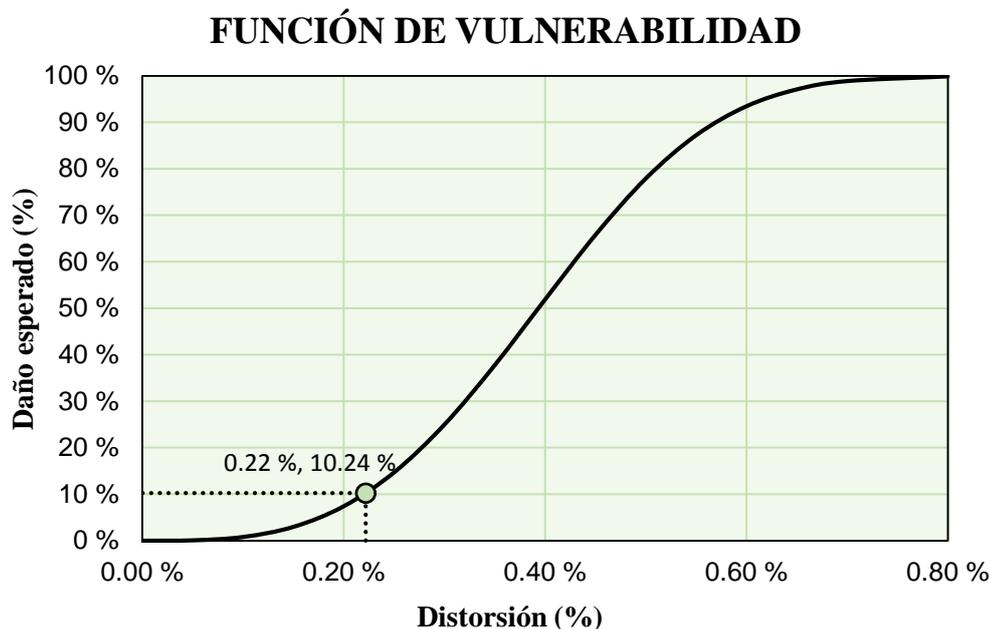


Figura 80. Daño esperado de la edificación “E1” para sismo en dirección X-X.

Fuente: Elaboración Propia.

A continuación, se muestra el daño calculado para el análisis Pushover en la dirección Y-Y.

Tabla 41

Calculo del daño de la edificación “E1” en dirección Y-Y

$\Delta(\text{mm}) = 18.591$		$\gamma_o = 0.29 \%$	Dos pisos $\rho = 3.6208$	
Nivel de desempeño	Estado de daño	Desplazamiento de techo (mm)	Distorsion γ (%)	Índice de daño D (%)
Totalmente operacional	Despreciable	12.40	0.19 %	5.00 %
Operacional	Leve	17.23	0.27 %	15.00 %
Resguardo de vida	Moderado	22.06	0.34 %	35.00 %
Cerca al colapso	Extenso	25.28	0.40 %	67.00 %
Colapso	Completo	28.51	0.45 %	100.00 %

Fuente: Elaboración Propia.

A continuación, se muestra la función de vulnerabilidad del daño esperado de 8.50 % y para una distorsión de 0.16 % tal como se muestra en la figura 81.

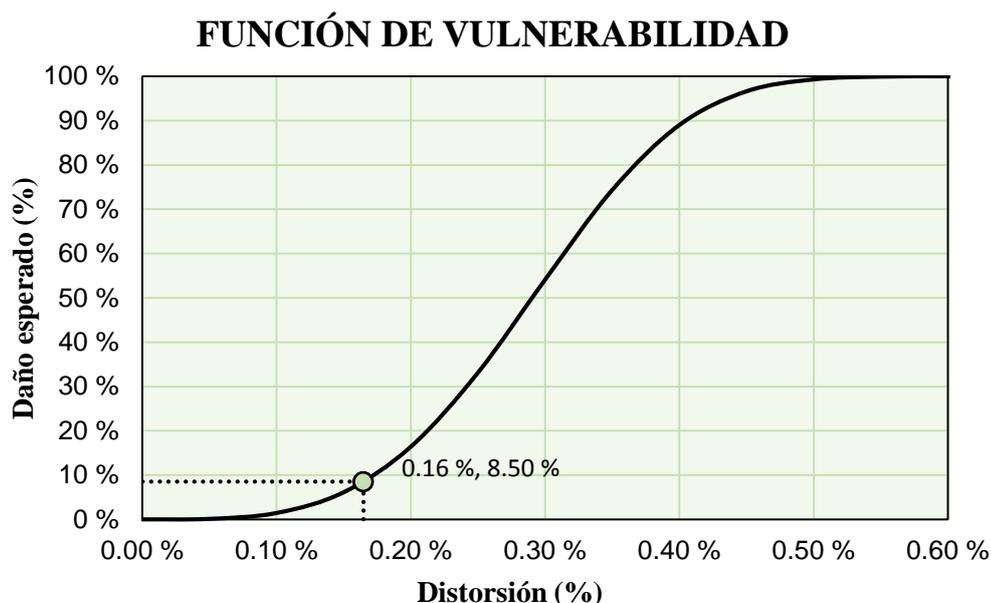


Figura 81. Daño esperado de la edificación “E1” para sismo en dirección Y-Y.

Fuente: Elaboración Propia.

3.8. RESPUESTA DE LA ESTRUCTURA “E2”

3.8.1. Cargas consideradas

Para las cargas muertas y vivas se trabajaron a partir de la norma E.020 del reglamento nacional de edificaciones.

Tabla 42

Cargas vivas y muertas para la edificación “E2”

CARGA MUERTA SOBRE ÁREAS (CM)		
Componente	Carga Parcial Kg/m ²	Carga total Kg/m ²
Ladrillo techo de 30x30x15cm	75	
Cielo raso + tarrajeo	25	200
Acabados de piso terminado con cemento pulido	100	
CARGA MUERTA LINEAL (CM)		
Componente	Ecuación	Carga lineal Kg/m
Parapetos de la escalera	$w_p = e_e h_e \gamma_e$	280.80
Parapetos de las ventanas	$w_p = e_v h_v \gamma_v$	491.40
Albañilería confinada triangular	$w_m = e_m h_m \gamma_m$	703.80
CARGA VIVA SOBRE ÁREAS (CV)		
Componente	Carga Parcial Kg/m ²	Carga total Kg/m ²
S/C (Aulas)	250	250
Escaleras y pasadizos	400	400

Fuente: Elaboración Propia.

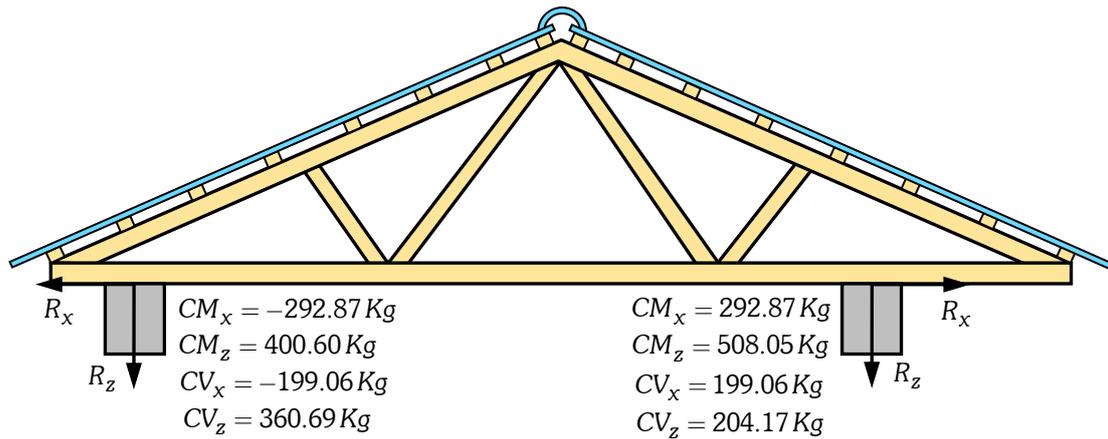


Figura 82. Cargas transmitidas del tijeral a la viga de la “E2”.

Fuente: Elaboración Propia.

3.8.2. Análisis dinámico lineal de “E2”

Para el análisis dinámico lineal se realizó a partir de las consideraciones dadas del E.030-2016, para generar los espectros pseudo aceleraciones en dirección “X” e “Y”.

Tabla 43

Parámetros sísmicos para la edificación “E2”

Datos	Factores	Datos	Dir. X-X	Dir. Y-Y
Z =	0.25	Ro =	3	8
U =	1.50	Ia =	1	1
S =	1.40	Ip =	1	1
Tp =	1.00	R =	3	8
Tl =	1.60	g =	9.81	m/s ²

Fuente: Elaboración Propia.

Espectro Pseudo Aceleraciones Dir. X-X

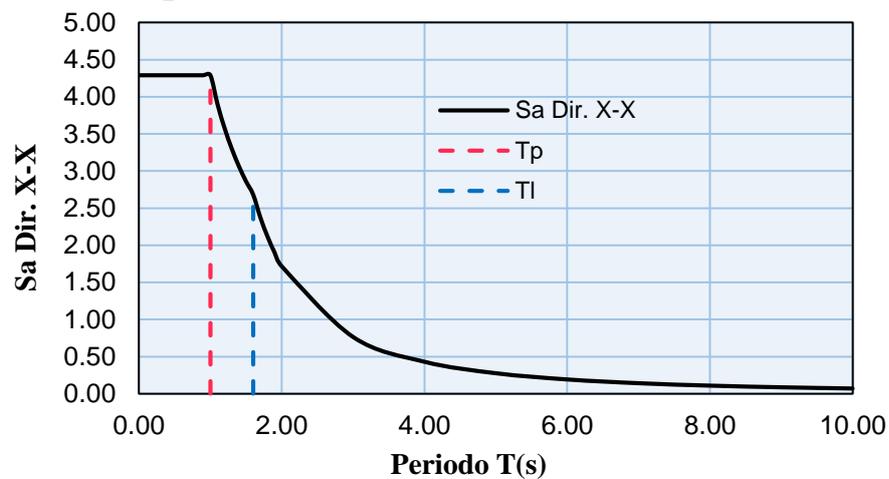


Figura 83. Espectro pseudo aceleración en dirección X-X para E2.

Fuente: Elaboración Propia.

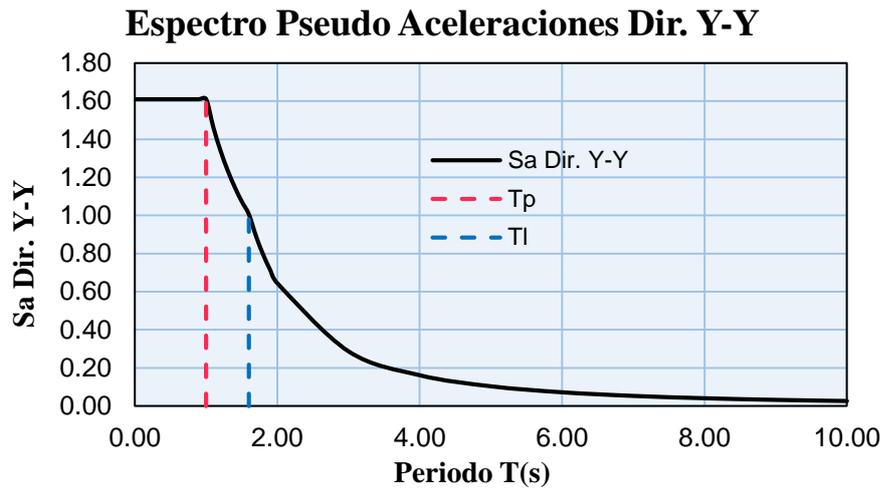


Figura 84. Espectro pseudo aceleración en dirección Y-Y para “E2”.
Fuente: Elaboración Propia.

3.8.3. Desplazamientos obtenidos para la edificación “E2”

A continuación, se muestra los desplazamientos obtenidos en ETABS – 2015.

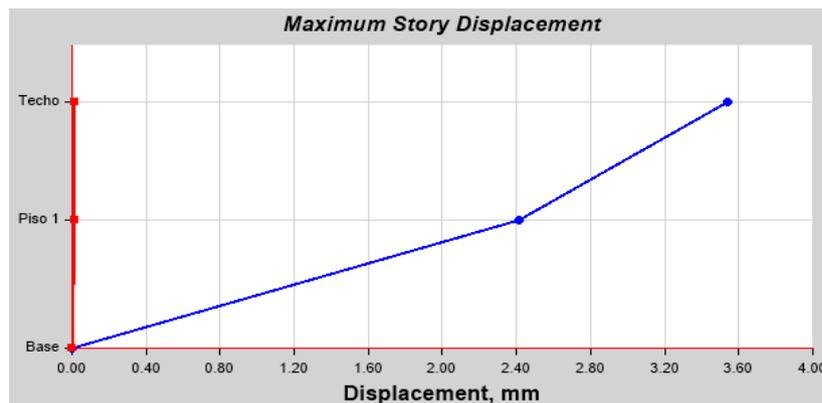


Figura 85. Desplazamientos máximos de entrepiso para sismo en X-X.
Fuente: Elaboración Propia.

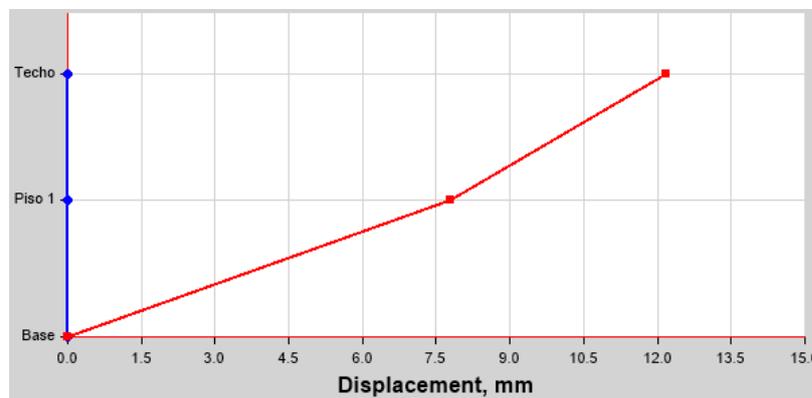


Figura 86. Desplazamientos máximos de entrepiso para sismo en Y-Y.
Fuente: Elaboración Propia.

3.8.4. Cargas monotónicas para la edificación “E2”

A continuación, se muestra la distribución de cargas laterales triangular a partir de la propuesta del RNE E.030, en la dirección X-X y Y-Y.

Tabla 44

Cargas laterales (Pushover) para “E2” en dirección X-X

$V_{Bx} = 143178.97 \text{ Kg}$			$k = 1$	
Nivel	Peso del entrepiso $W_i \text{ (Kg)}$	Altura del entrepiso $h_i^k \text{ (m)}$	$W_i \times h_i^k \text{ (Kg - m)}$	$F_i(x) \text{ (Kg)}$
Techo	71413.27	6.50	464186.26	49975.54
Piso 1	260075.61	3.40	884257.07	95201.50
Total	331488.88		1348443.33	

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 45

Cargas laterales (Pushover) para “E2” en dirección Y-Y

$V_{By} = 53692.27 \text{ Kg}$			$k = 1$	
Nivel	Peso del entrepiso $W_i \text{ (Kg)}$	Altura del entrepiso $h_i^k \text{ (m)}$	$W_i \times h_i^k \text{ (Kg - m)}$	$F_i(x) \text{ (Kg)}$
Techo	71413.27	6.50	464186.26	18740.89
Piso 1	260075.61	3.40	884257.07	35700.67
Total	331488.88		1348443.33	

Fuente: Elaboración Propia.

3.8.5. Momento giro de las vigas para la edificación “E2”

A continuación, se presenta el diagrama de momento giro de las vigas que son obtenidos a partir del momento curvatura y longitud plástica.

Tabla 46

Datos del diagrama momento giro de la viga VP, para “E2”

	Punto	Curvatura	Momento	Lp	Giro	M/My
	-E	-0.064	-1.064	0.275	-0.018	-0.20
	-D	-0.053	-1.064	0.275	-0.015	-0.20
	-C	-0.053	-9.626	0.275	-0.015	-1.81
	-B	0.000	-5.318	0.275	0.000	-1.00
	A	0.000	0.000	0.275	0.000	0.00
	B	0.000	5.318	0.275	0.000	1.00
	C	0.053	9.626	0.275	0.015	1.81
	D	0.053	1.064	0.275	0.015	0.20
	E	0.064	1.064	0.275	0.018	0.20

Fuente: Elaboración Propia.

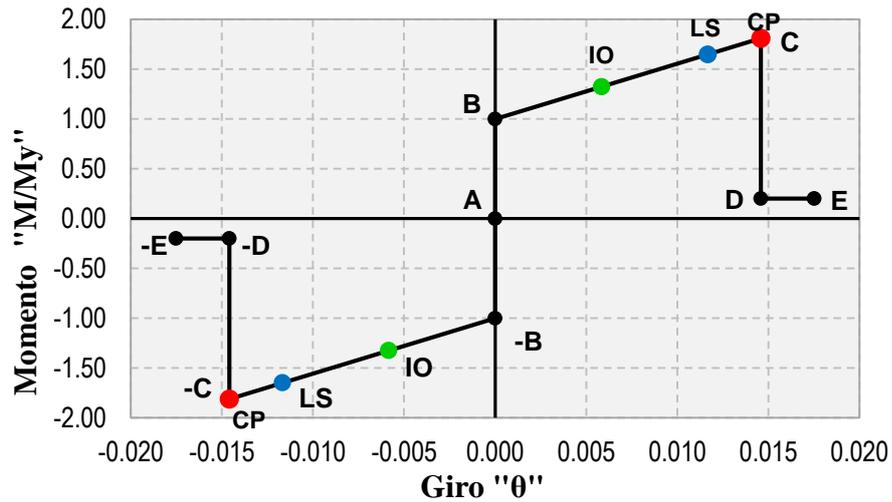
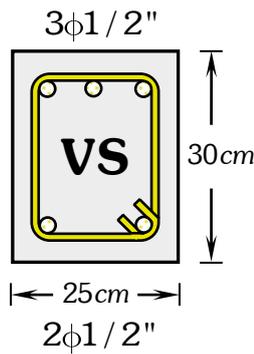


Figura 87. Diagrama momento giro de la viga VP, para "E2".

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 47

Datos del diagrama momento giro de la viga VS, para "E2"



Punto	Curvatura	Momento	Lp	Giro	M/My
-E	-0.069	-0.427	0.150	-0.010	-0.20
-D	-0.057	-0.427	0.150	-0.009	-0.20
-C	-0.057	-3.515	0.150	-0.009	-1.65
-B	0.000	-2.135	0.150	0.000	-1.00
A	0.000	0.000	0.150	0.000	0.00
B	0.000	2.135	0.150	0.000	1.00
C	0.057	3.515	0.150	0.009	1.65
D	0.057	0.427	0.150	0.009	0.20
E	0.069	0.427	0.150	0.010	0.20

Fuente: Elaboración Propia.

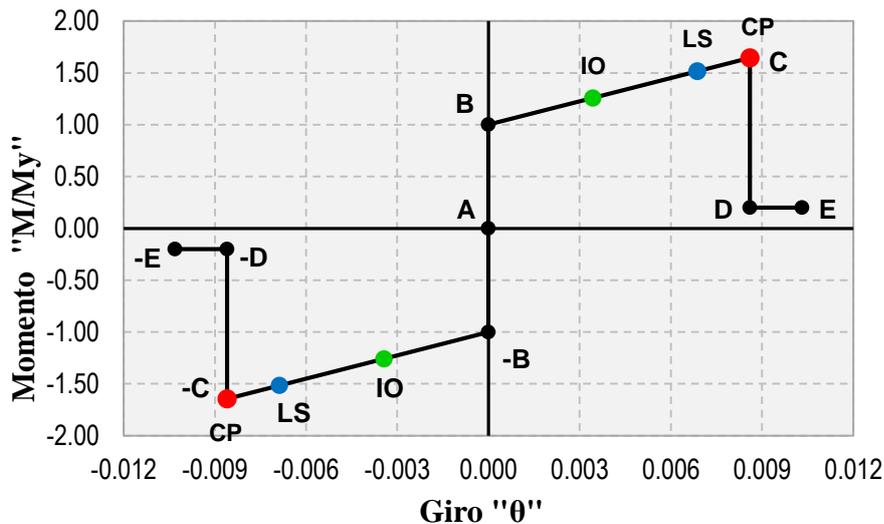


Figura 88. Diagrama momento giro de la viga VS, para "E2".

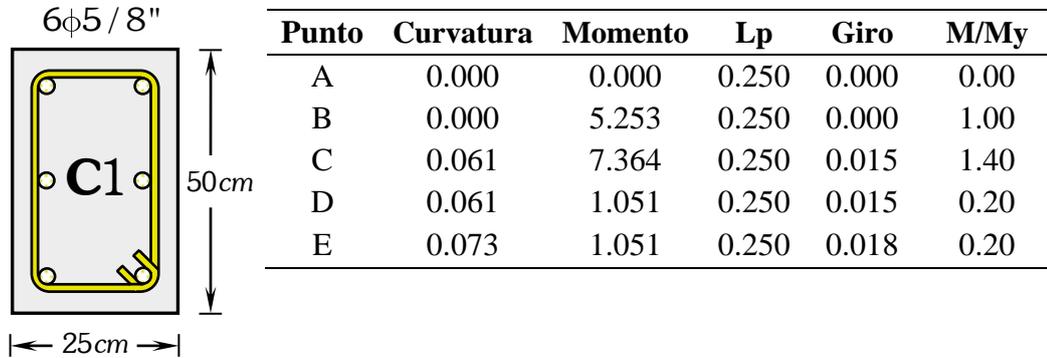
Fuente: Elaboración Propia.

3.8.6. Momento Curvatura para columnas de “E2”

A continuación, se presenta el diagrama de momento giro de las columnas que son obtenidos a partir del momento curvatura y longitud plástica.

Tabla 48

Datos del diagrama momento giro de la columna C-1 , para “E2”



Fuente: Elaboración Propia.

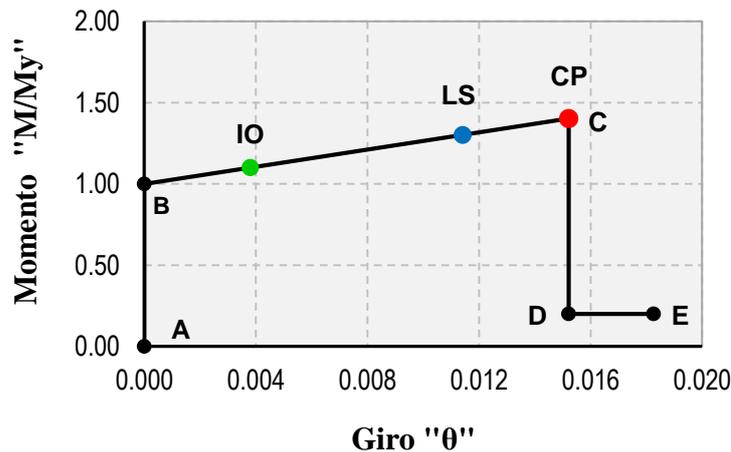
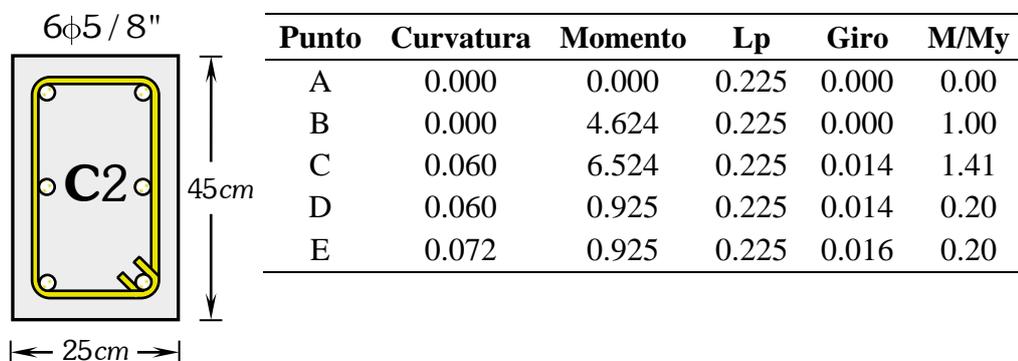


Figura 89. Diagrama momento giro de lacolumna C-1, para “E2”.

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 49

Datos del diagrama momento giro de la columna C-2, para “E2”



Fuente: Elaboración Propia.

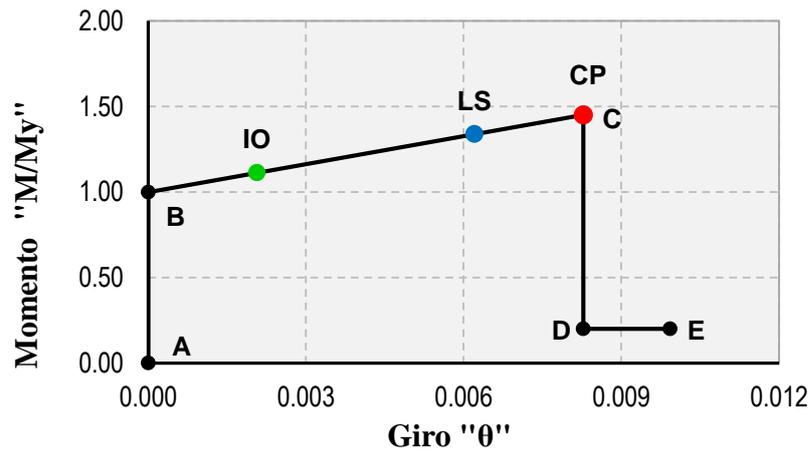


Figura 90. Diagrama momento giro de la columna C-2, para “E2”.

Fuente: Elaboración Propia.

Las distancias relativas para un nudo i, j están dados a partir de la ecuación 2.90, y expresados en porcentaje tal como lo muestra la tabla 50.

Tabla 50

Distancias relativas de las rótulas plásticas para la edificación “E2”

Elemento	$L_p(m)$	$\ell_{1,2,3}(m)$	$L_n, H(m)$	$d_i (%)$	$d_j (%)$
Viga VP	0.275	0.688	6.50	5.29	94.71
Viga VS	0.150	0.375	3.65	5.14	94.86
Columna C-1	0.250	0.375	2.85	6.58	93.42
Columna C-2	0.225	0.388	2.85	5.92	94.08
Columna C-3	0.150	0.225	2.85	3.95	96.05

Fuente: Elaboración Propia.

3.8.7. Rótulas plásticas de la edificación “E2”

A continuación, se presenta las rupturas de las rótulas plásticas en la dirección de los pórticos de la estructura “E2”.

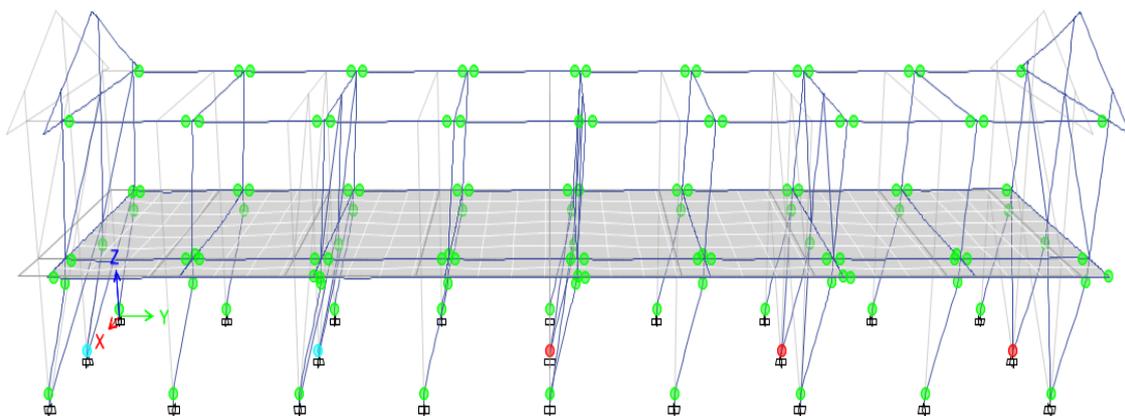


Figura 91. Roptura de las rótulas plasticas de la edificación “E2” en X-X.

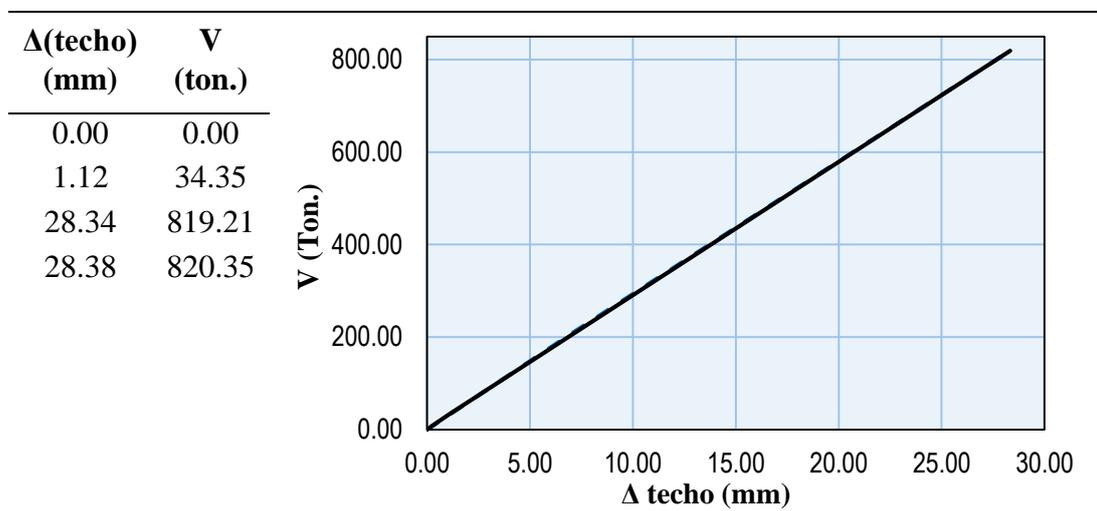
Fuente: Elaboración Propia.

3.8.8. Curva de capacidad de la edificación “E2”

A continuación, se presentan las curvas de capacidad para la edificación “E2” a partir del análisis estático no lineal (Pushover) en la dirección X-X e Y-Y.

Tabla 51

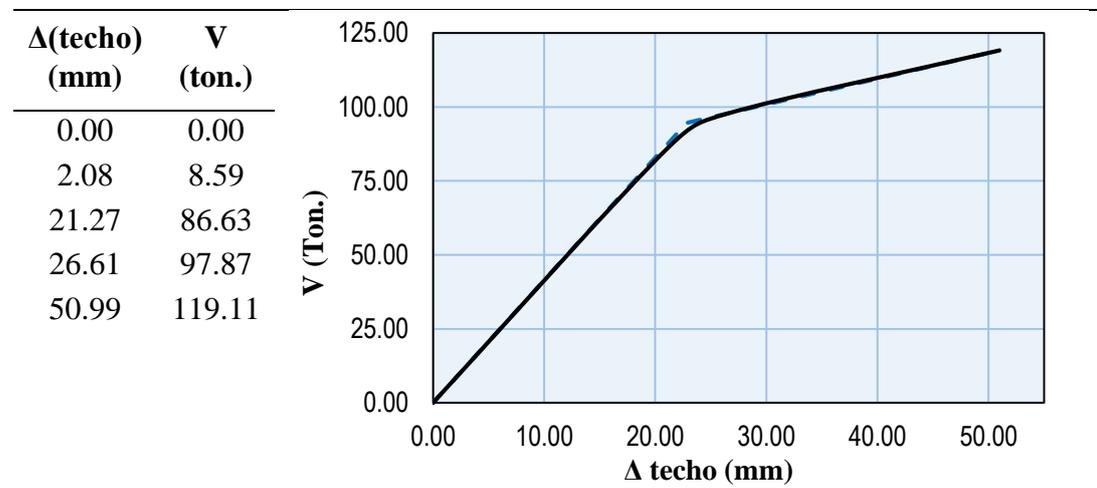
Valores de curva de capacidad en el eje X-X de “E2”



Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 52

Valores de curva de capacidad en el eje Y-Y de “E2”



Fuente: Elaboración Propia.

3.8.9. Elaboración del espectro de capacidad para la edificación “E2”

Para la elaboración de la curva del espectro de capacidad se siguió de acuerdo al procedimiento del ATC – 40, que son a partir de los datos del análisis dinámico lineal para su construcción de dichas curvas tal como se muestra en la tabla 53 y la tabla 54.

Tabla 53
 Conversión de curva de capacidad a espectro de capacidad de “E2” en X-X

Nivel	W_i (Ton.)	$\frac{W_i}{g}$	ϕ_i	$\frac{W_i \phi_i}{g}$	$\frac{W_i \phi_i^2}{g}$
Techo	71.413	7.280	1.000	7.280	7.280
Piso 1	260.076	26.511	0.681	18.055	12.296
Total	331.489	33.791		25.335	19.576
PF1 =	1.294	$\alpha_1 =$	0.970	$\phi_{techo,1} =$	1.000
Δ (techo) (mm)	V (ton.)	➔		Sd (mm)	Sa
0.00	0.00			0.00	0.000
1.12	34.35	$Sd = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \times \phi_{1,techo}}$		0.86	0.107
28.34	819.21			21.90	2.547
28.38	820.35	$Sa = \frac{V}{W_T \times \alpha_1}$		21.93	2.550
-	-			-	-

Fuente: Elaboración Propia

A continuación, se presenta el espectro de capacidad con los cuatro niveles de desempeño sísmico.

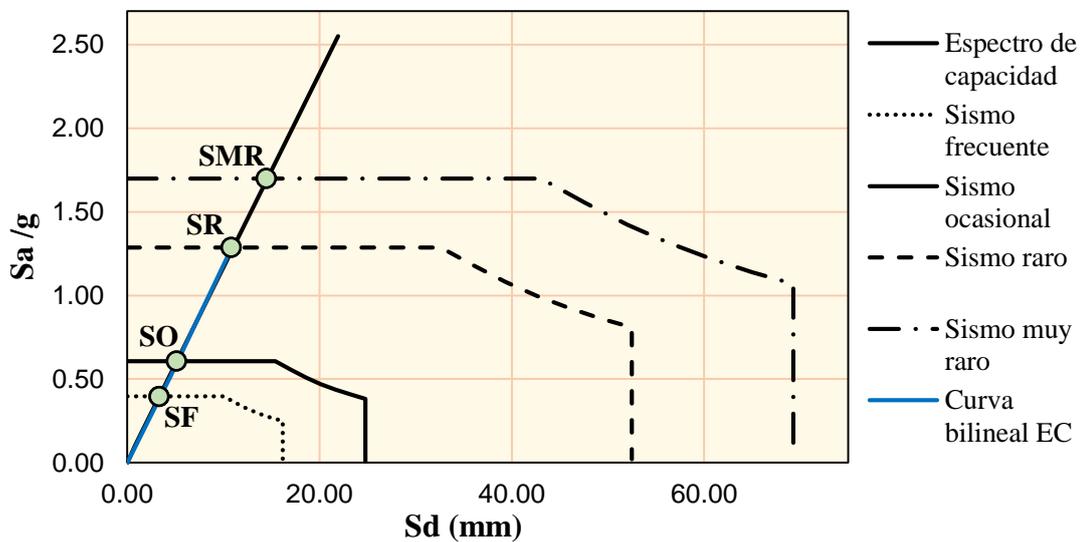


Figura 92. Punto de desempeño de la edificación de “E2” en X-X.

Fuente: Elaboración Propia.

De aquí se obtiene el desplazamiento objetivo del punto de desempeño para un nivel de sismo raro o de diseño según el ATC-40 de, $d_p = 10.80\text{mm}$ y $d_p = 1.29\text{g}$, cumpliendo con la condición de $0.95d_{pi} \leq d_p \leq 1.05d_{pi}$.

Tabla 54
 Conversión de curva de capacidad a espectro de capacidad de “E2” en Y-Y

Nivel	W_i	$\frac{W_i}{g}$	ϕ_i	$\frac{W_i\phi_i}{g}$	$\frac{W_i\phi_i^2}{g}$
Techo	71.413	7.280	1.000	7.280	7.280
Piso 1	260.076	26.511	0.695	14.298	7.711
Total	331.489	33.791		21.578	14.991
PF1 =	1.439	$\alpha_1 =$	0.919	$\phi_{roof, 1} =$	1.000
$\Delta(\text{techo})$ (mm)	V (ton.)			Sd (mm)	Sa
0.00	0.00			0.00	0.000
2.08	8.59	$Sd = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \times \phi_{1,techo}}$		1.45	0.028
21.27	86.63			14.78	0.284
26.61	97.87	$Sa = \frac{V}{W_T \times \alpha_1}$		18.49	0.321
50.99	119.11			35.43	0.391

Fuente: Elaboración Propia

A continuación, se presenta el espectro de capacidad con los cuatro niveles de desempeño sísmico.

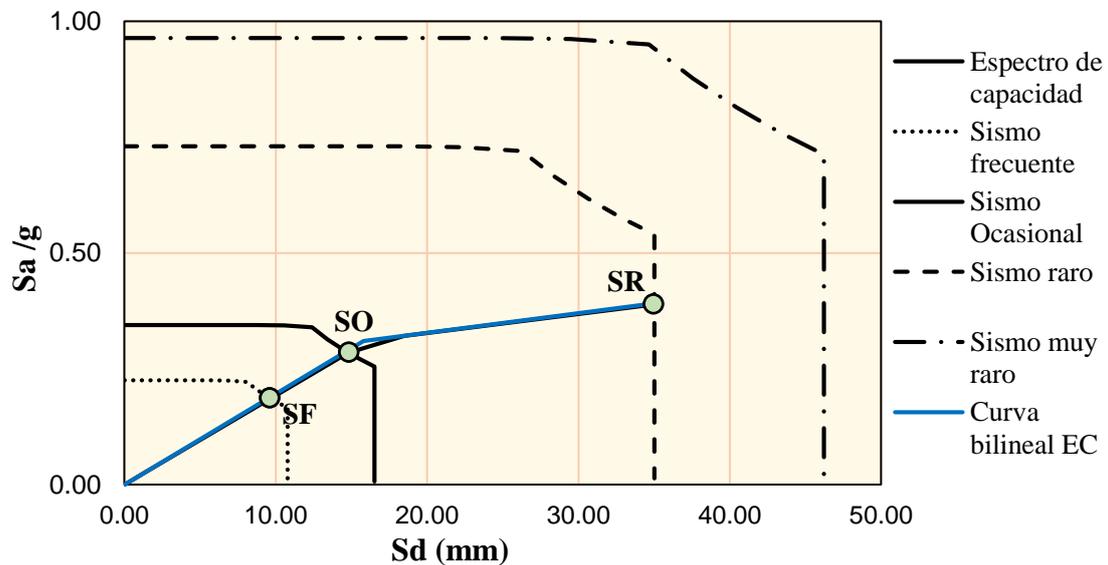


Figura 93. Punto de desempeño de la edificación de “E2” en Y-Y.

Fuente: Elaboración Propia.

De aquí se obtiene el desplazamiento objetivo del punto de desempeño para un nivel de sismo raro o de diseño según el ATC-40 de, $d_p = 34.96\text{ mm}$ y $\alpha_p = 0.39\text{ g}$, cumpliendo con la condición de $0.95d_{pi} \leq d_p \leq 1.05d_{pi}$.

3.8.10. Sectorización de la curva de capacidad de la edificación “E2”

A continuación, se presenta la sectorización de la curva de capacidad para el Pushover en la dirección X-X.

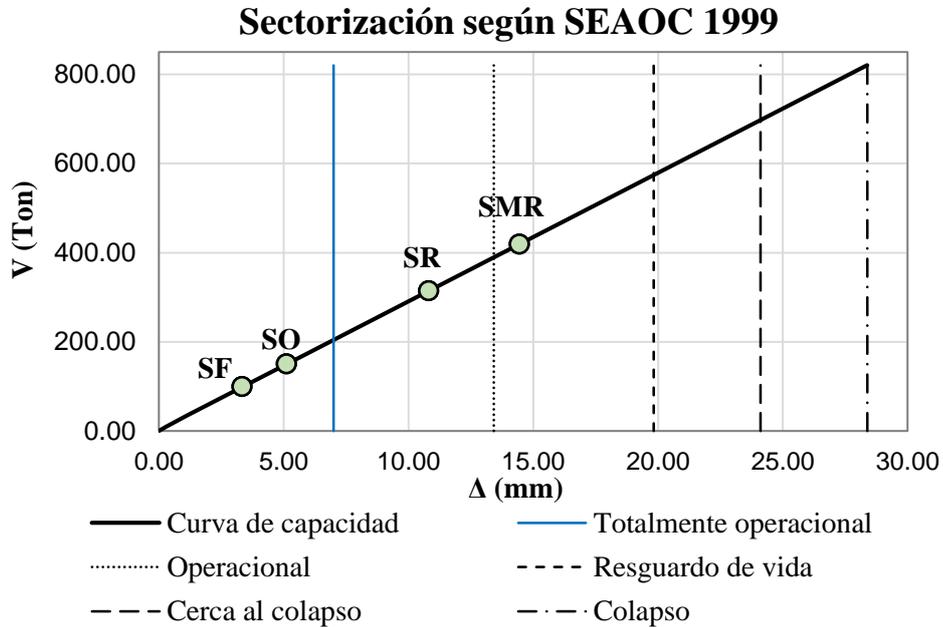


Figura 94. Sectorización de la curva de capacidad de “E2” en dirección X-X.

Fuente: Elaboración Propia.

A continuación, se muestra la sectorización de la curva de capacidad en la dirección Y-Y.

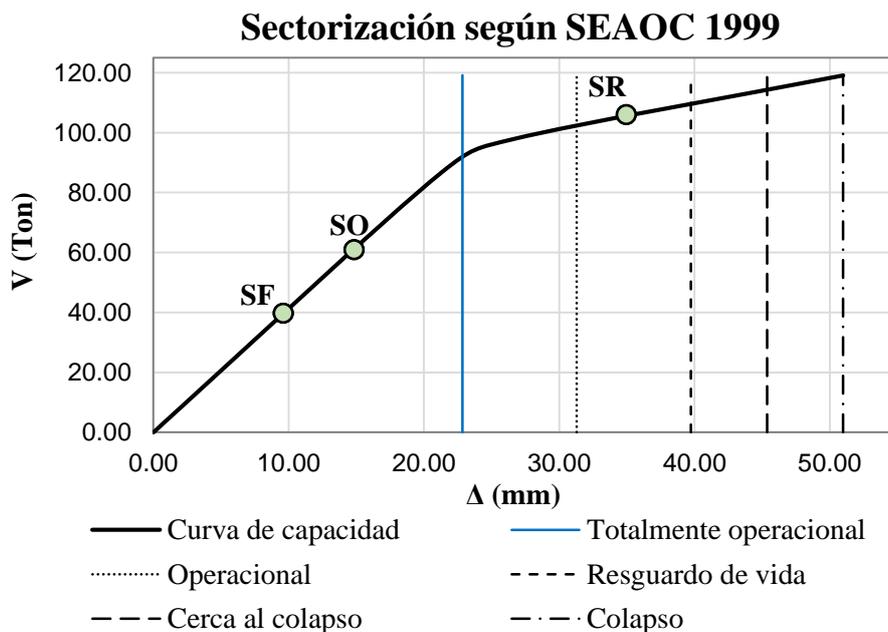


Figura 95. Sectorización de la curva de capacidad de “E2” en dirección Y-Y.

Fuente: Elaboración Propia.

3.8.11. Cálculo del daño medio global de la edificación “E2”

Para el cálculo del daño medio se utilizó la metodología propuesta por Miranda, para los factores de daño se utilizó la propuesta por Hwang y Huo (1994) y asociado para un nivel de desempeño de sismo raro según la propuesta del SEAOC 1999 tal como se muestra en la tabla 55.

Tabla 55
Cálculo del daño para la edificación “E2” en dirección X-X

$\Delta(\text{mm}) = 15.219$		$\gamma_o = 0.23 \%$		Dos pisos $\rho = 2.1357$	
Nivel de desempeño	Estado de daño	Desplazamiento de techo (mm)	Distorsión γ (%)	Índice de daño D (%)	
Totalmente operacional	Despreciable	7.00	0.11 %	5.00 %	
Operacional	Leve	13.41	0.21 %	15.00 %	
Resguardo de vida	Moderado	19.83	0.31 %	35.00 %	
Cerca al colapso	Extenso	24.11	0.37 %	67.00 %	
Colapso	Completo	28.38	0.44 %	100.00 %	

Fuente: Elaboración Propia.

A continuación, se muestra la función de vulnerabilidad del daño esperado de 28.34 % para una distorsión de 0.17 % tal como se muestra en la figura 96.

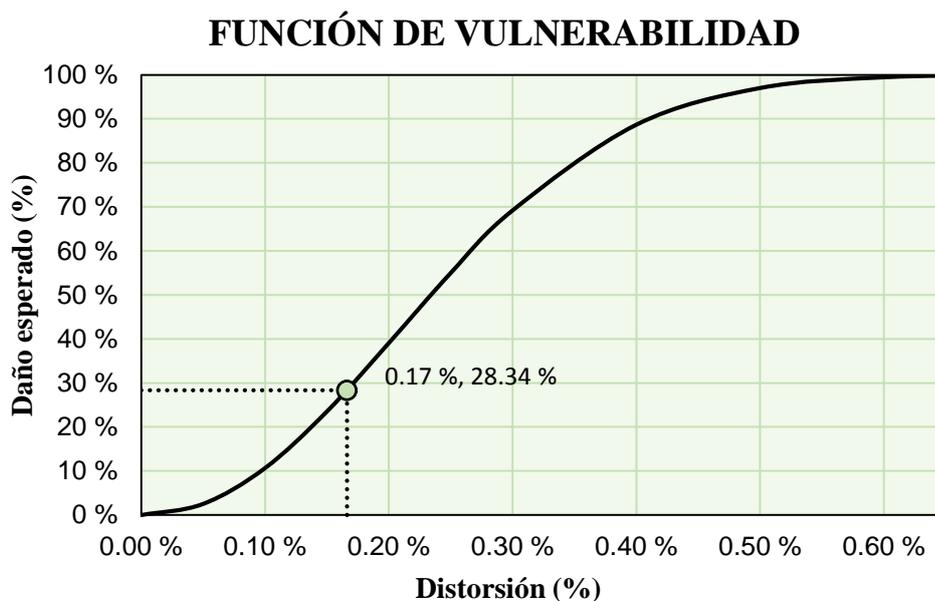


Figura 96. Daño esperado de la edificación “E2” para sismo en dirección X-X.

Fuente: Elaboración Propia.

A continuación, se muestra el daño calculado para el análisis Pushover en la dirección Y-Y, en el cual para el cálculo del daño medio se utilizó la metodología propuesta por Miranda, para los factores de daño se utilizó la propuesta por Hwang y Huo (1994) y asociado para un nivel de desempeño de sismo raro según la propuesta del SEAOC 1999

Tabla 56
Cálculo del daño de la edificación “E2” en dirección Y-Y

$\Delta(\text{mm}) = 33.661$		$\gamma_o = 0.52 \%$	Dos pisos $\rho = 3.6763$	
Nivel de desempeño	Estado de daño	Desplazamiento de techo (mm)	Distorsión γ (%)	Índice de daño D (%)
Totalmente operacional	Despreciable	22.84	0.35 %	5.00 %
Operacional	Leve	31.29	0.48 %	15.00 %
Resguardo de vida	Moderado	39.73	0.61 %	35.00 %
Cerca al colapso	Extenso	45.36	0.70 %	67.00 %
Colapso	Completo	50.99	0.78 %	100.00 %

Fuente: Elaboración Propia.

A continuación, se muestra la función de vulnerabilidad del daño esperado de 54.92 % y para una distorsión de 0.54 % tal como se muestra en la figura 97.

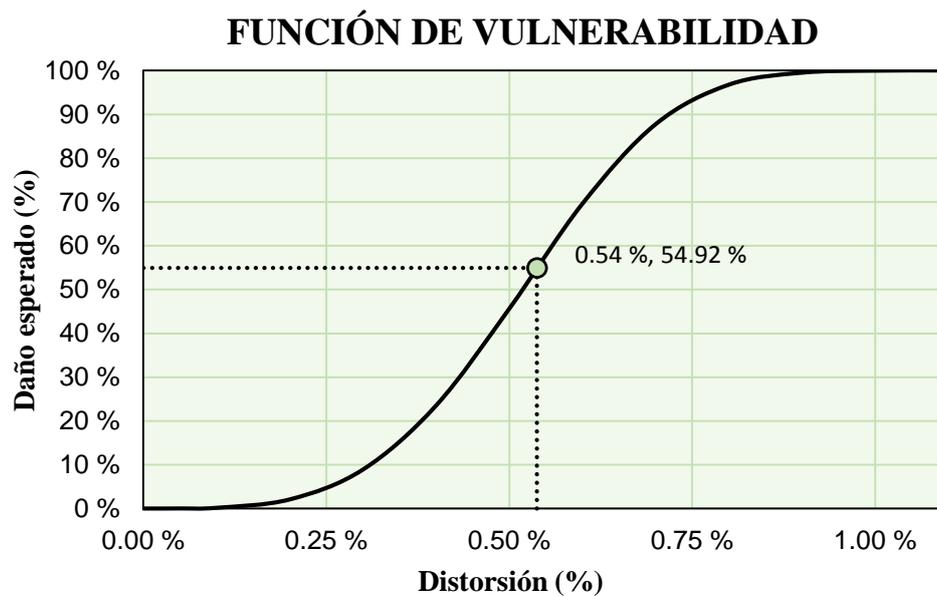


Figura 97. Daño esperado de la edificación “E2” para sismo en dirección Y-Y.

Fuente: Elaboración Propia.

3.9. RESPUESTA DE LA ESTRUCTURA “E3”

3.9.1. Cargas consideradas

Para las cargas muertas y vivas se trabajaron a partir de la norma E.020 del reglamento nacional de edificaciones.

Tabla 57

Cargas vivas y muertas para la edificación “E3”

CARGA MUERTA SOBRE ÁREAS (CM)		
Componente	Carga Parcial Kg/m ²	Carga total Kg/m ²
Ladrillo techo de 30x30x15cm	75	
Cielo raso + tarrajeo	25	200
Acabados de piso terminado con cemento pulido	100	
CARGA MUERTA LINEAL (CM)		
Componente	Ecuación	Carga lineal Kg/m
Parapetos de la escalera	$w_p = e_e h_e \gamma_e$	280.80
Parapetos de las ventanas	$w_p = e_v h_v \gamma_v$	526.50
Albañilería confinada triangular	$w_m = e_m h_m \gamma_m$	869.40
CARGA VIVA SOBRE ÁREAS (CV)		
Componente	Carga Parcial Kg/m ²	Carga total Kg/m ²
S/C (Aulas)	250	250
Escaleras y pasadizos	400	400

Fuente: Elaboración Propia.

Así también se muestra las cargas muerta y vivas transmitidas del techo a través del tijeral hacia las vigas.

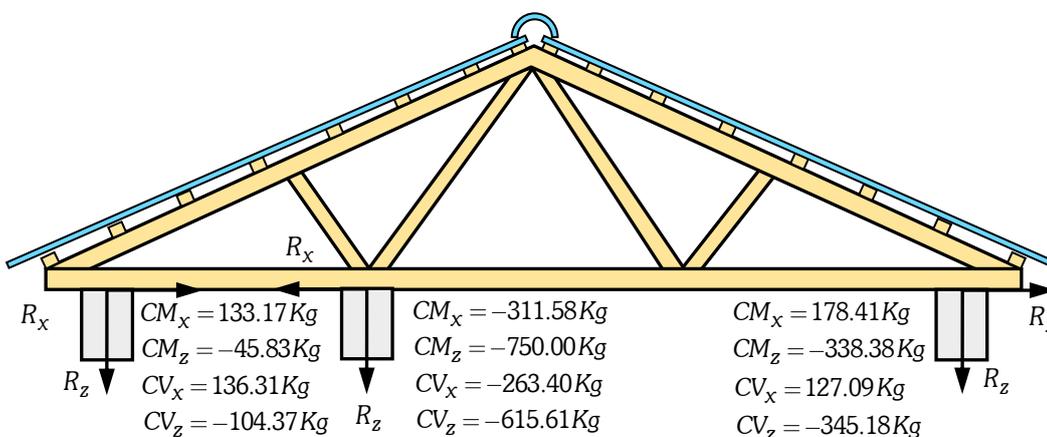


Figura 98. Cargas transmitidas del tijeral a la viga de la edificación “E3”.

Fuente: Elaboración Propia.

3.9.2. Desplazamientos obtenidos para la edificación “E3”

Para el análisis dinámico lineal se calculó con los espectros de la edificación “E3”, ya que ambas edificaciones están en una misma dirección los elementos estructurales.

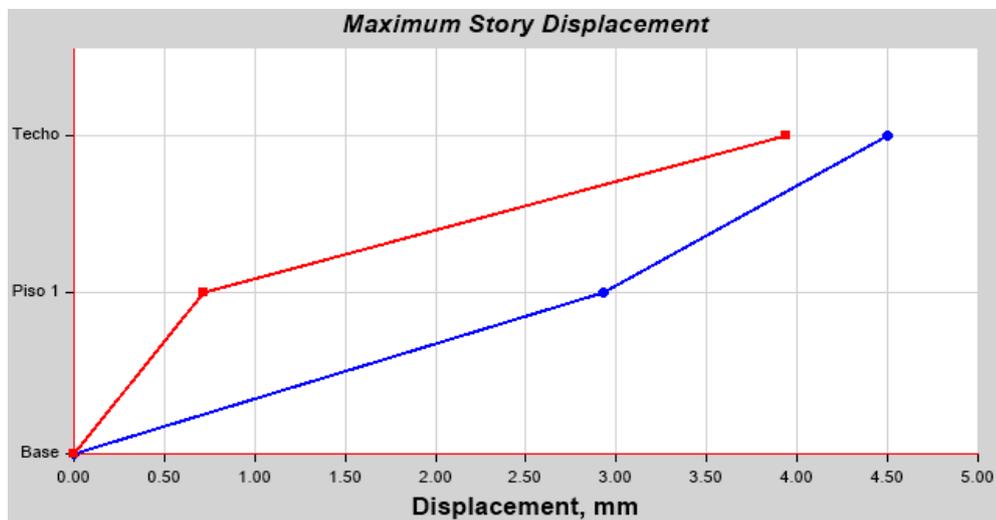


Figura 99. Desplazamientos en el centro del diafragma para sismo en X-X.

Fuente: Elaboración Propia.

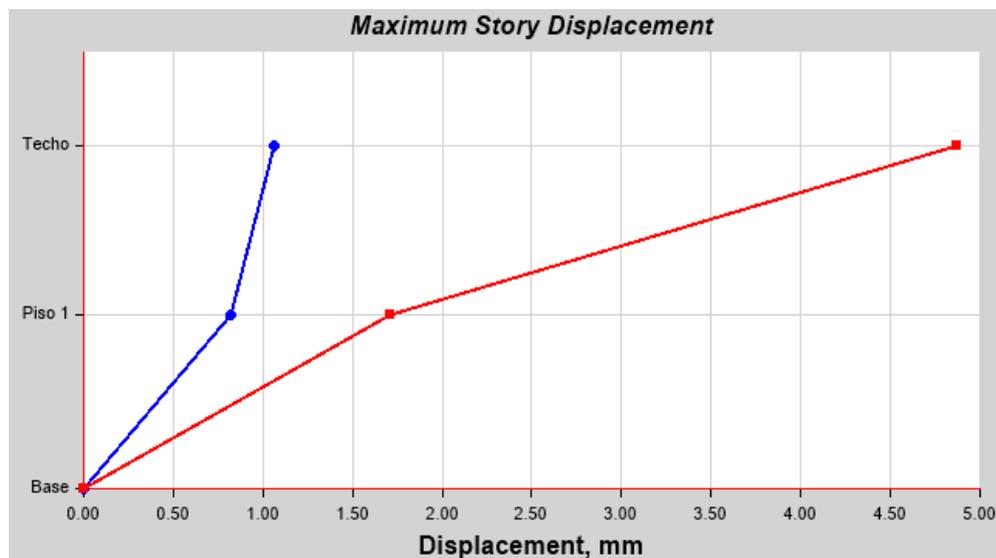


Figura 100. Desplazamientos en el centro del diafragma para sismo en Y-Y.

Fuente: Elaboración Propia.

3.9.3. Cargas monotónicas para la edificación “E3”

A continuación, se muestra la distribución de cargas laterales triangular o cargas monotónicas a partir de la propuesta del RNE E.030, en la dirección X-X, que posteriormente dichos valores son introducidos en un modelo de la edificación “E3” en el software ETABS 2015 para su análisis.

Tabla 58
Cargas laterales (Pushover) para “E3” en dirección X-X

$V_{Bx} = 100710.06 \text{ Kg}$			$k = 1$	
Nivel	Peso del entrepiso $W_i \text{ (Kg)}$	Altura del entrepiso $h_i^k \text{ (m)}$	$W_i \times h_i^k$ (Kg - m)	$F_i(x)$ (Kg)
Techo	52556.95	6.30	331108.79	37345.56
Piso 1	175560.89	3.20	561794.85	63364.50
Total	228117.84		892903.63	

Fuente: Elaboración Propia.

A continuación, se muestra las cargas laterales para la edificación “E3” en dirección Y-Y.

Tabla 59
Cargas laterales (Pushover) para “E3” en dirección Y-Y

$V_{By} = 37766.39 \text{ Kg}$			$k = 1$	
Nivel	Peso del entrepiso $W_i \text{ (Kg)}$	Altura del entrepiso $h_i^k \text{ (m)}$	$W_i \times h_i^k$ (Kg - m)	$F_i(x)$ (Kg)
Techo	52556.95	6.30	331108.79	14004.63
Piso 1	175560.89	3.20	561794.85	23761.76
Total	228117.84		892903.63	

Fuente: Elaboración Propia.

3.9.4. Momento giro de las vigas para la edificación “E3”

A continuación, se presenta el diagrama de momento giro de las vigas que son obtenidos a partir del momento curvatura y longitud plástica.

Tabla 60
Datos del diagrama momento giro de la viga VP, para “E3”

	Punto	Curvatura	Momento	Lp	Giro	M/My
	-E	-0.070	-0.924	0.250	-0.018	-0.20
	-D	-0.058	-0.924	0.250	-0.015	-0.20
	-C	-0.058	-8.676	0.250	-0.015	-1.88
	-B	0.000	-4.618	0.250	0.000	-1.00
	A	0.000	0.000	0.250	0.000	0.00
	B	0.000	4.618	0.250	0.000	1.00
	C	0.058	8.676	0.250	0.015	1.88
	D	0.058	0.924	0.250	0.015	0.20
	E	0.070	0.924	0.250	0.018	0.20

Fuente: Elaboración Propia.

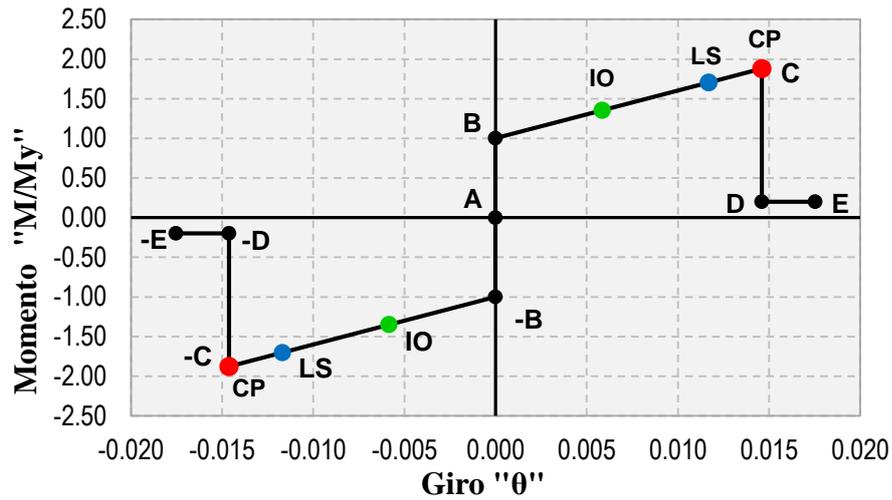


Figura 101. Diagrama momento de la viga VP, para "E3".

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 61

Datos del diagrama momento giro de la viga VS, para "E3"

Punto	Curvatura	Momento	Lp	Giro	M/My
-E	-0.070	-0.430	0.150	-0.010	-0.20
-D	-0.058	-0.430	0.150	-0.009	-0.20
-C	-0.058	-3.566	0.150	-0.009	-1.66
-B	0.000	-2.150	0.150	0.000	-1.00
A	0.000	0.000	0.150	0.000	0.00
B	0.000	2.150	0.150	0.000	1.00
C	0.058	3.566	0.150	0.009	1.66
D	0.058	0.430	0.150	0.009	0.20
E	0.070	0.430	0.150	0.010	0.20

Fuente: Elaboración Propia.

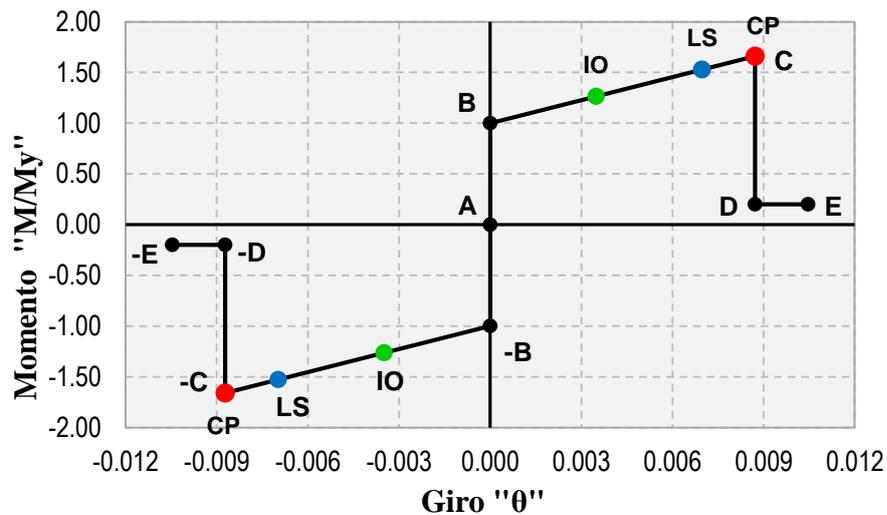


Figura 102. Diagrama momento giro de la viga VS, para "E3".

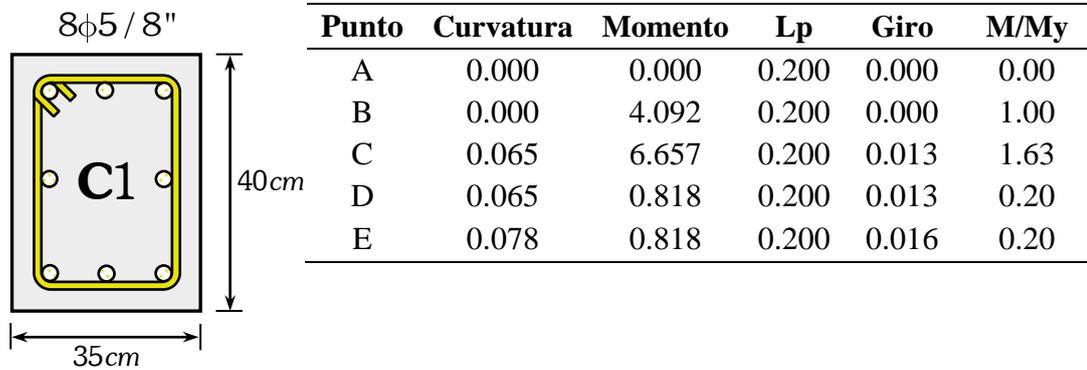
Fuente: Elaboración Propia.

3.9.5. Momento Curvatura para columnas de “E3”

A continuación, se presenta el diagrama de momento giro de las vigas que son obtenidos a partir del momento curvatura y longitud plástica.

Tabla 62

Datos del diagrama momento giro de la columna C-1, para “E3”



Fuente: Elaboración Propia.

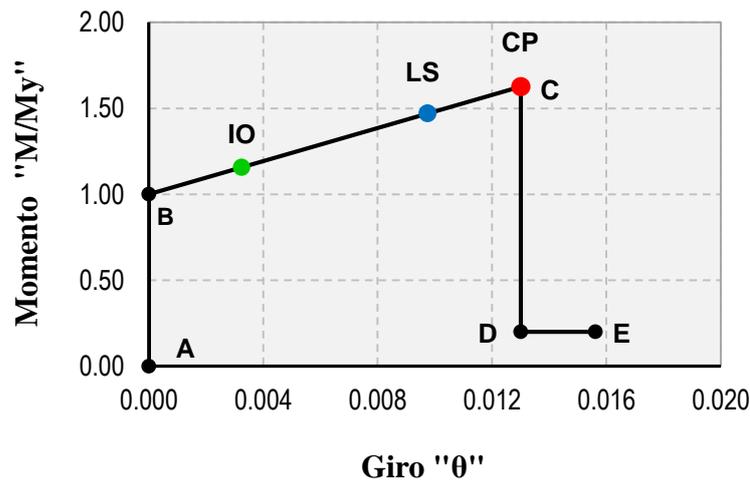
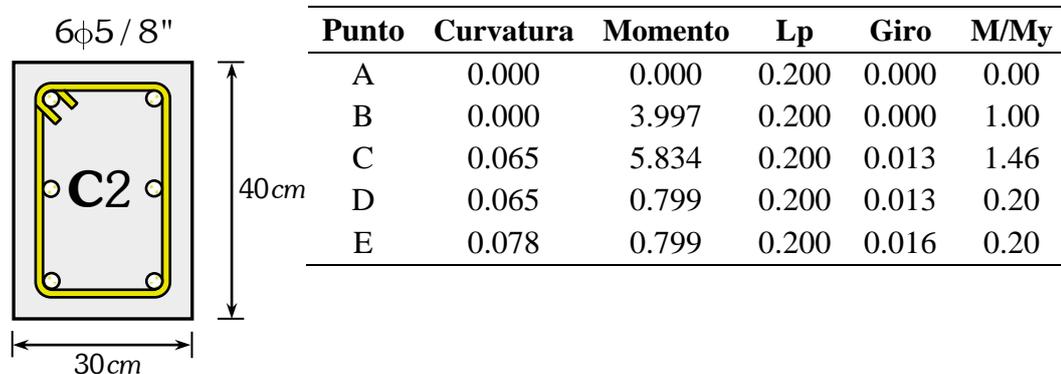


Figura 103. Diagrama momento giro de la columna C-1, para “E3”.

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 63

Datos del diagrama momento giro de la columna C-2, para “E3”



Fuente: Elaboración Propia.

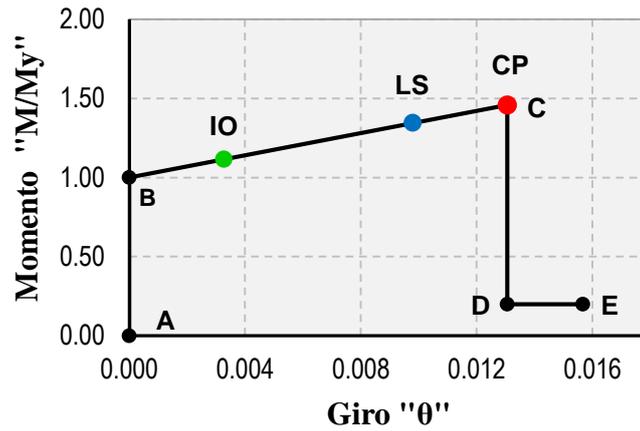


Figura 104. Diagrama momento giro de la columna C-2, para “E3”.

Fuente: Elaboración Propia.

Las distancias relativas para un nudo i, j están dados a partir de la ecuación 2.90, y expresados en porcentaje tal como lo muestra la tabla 64.

Tabla 64

Distancias relativas de las rótulas plásticas para la edificación “E3”

Elemento	$L_p(m)$	$l_{1,2,3}(m)$	$L_n, H(m)$	$d_i (%)$	$d_j (%)$
Viga VP	0.250	0.525	5.60	4.69	95.31
Viga VS	0.150	0.475	2.70	8.80	91.20
Columna C-1	0.200	0.350	2.70	6.48	93.52
Columna C-2	0.200	0.350	2.70	6.48	93.52
Columna C-3	0.175	0.338	2.70	6.25	93.75
Columna C-4	0.150	0.325	2.85	5.70	94.30

Fuente: Elaboración Propia.

3.9.6. Rótulas plásticas de la edificación “E3”

A continuación, se presenta las rupturas de las rótulas plásticas para “E3”.

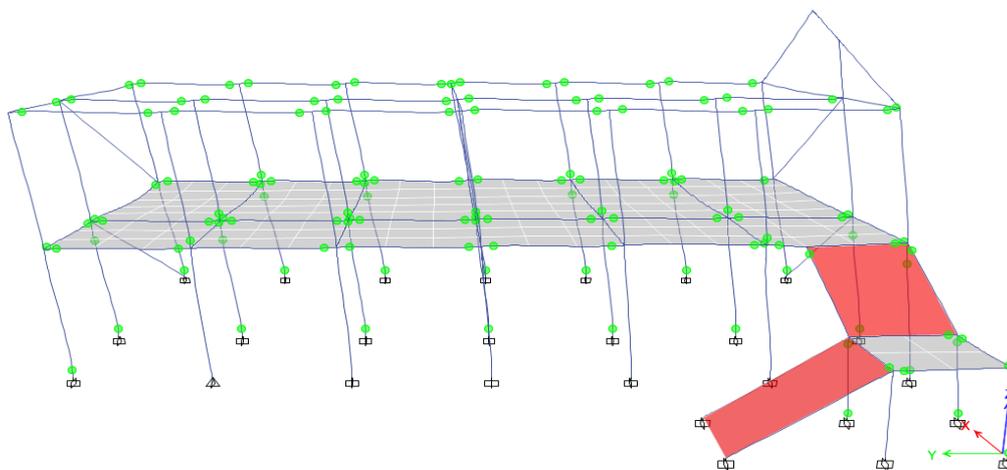


Figura 105. Mecanismo de colapso de la edificación “E3” en X-X.

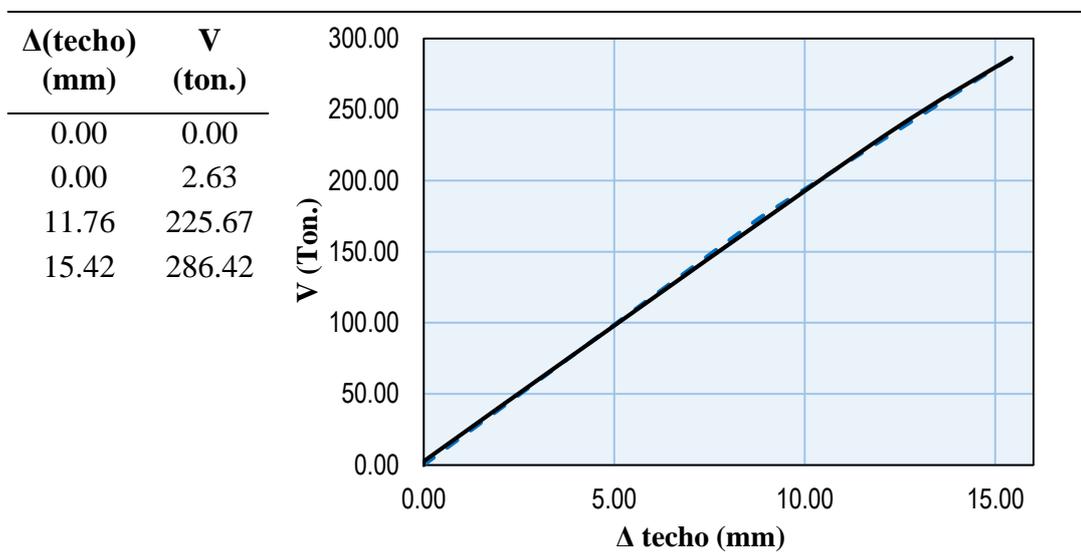
Fuente: Elaboración Propia.

3.9.7. Curva de capacidad de la edificación “E3”

A continuación, se presentan las curvas de capacidad para la edificación “E3” a partir del análisis estático no lineal (Pushover) en la dirección X-X e Y-Y.

Tabla 65

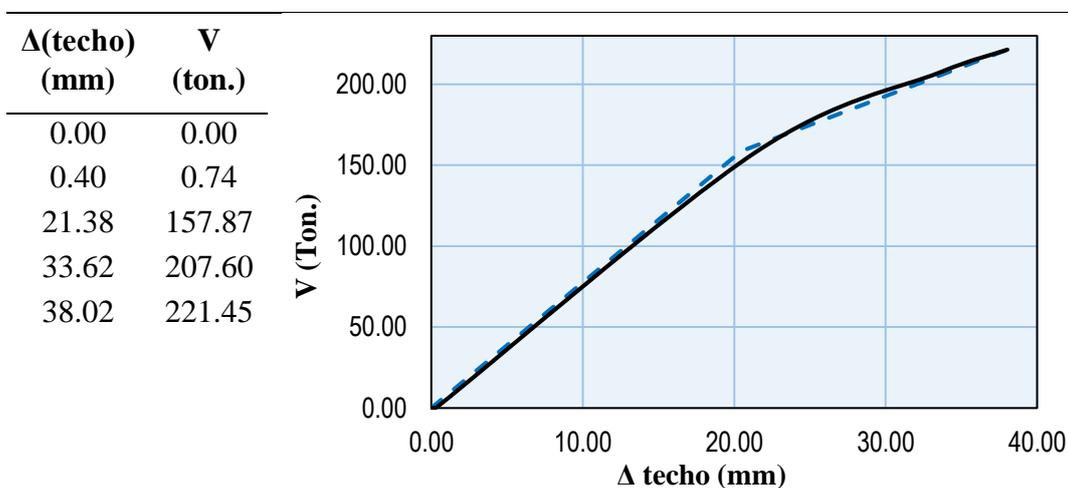
Valores de curva de capacidad en el eje X-X de “E3”



Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 66

Valores de curva de capacidad en el eje Y-Y de “E3”



Fuente: Elaboración Propia.

3.9.8. Elaboración del espectro de capacidad para la edificación “E3”

Para la elaboración de la curva del espectro de capacidad se siguió de acuerdo al procedimiento del ATC – 40, que son a partir de los datos del análisis dinámico lineal para su construcción de dichas curvas tal como se muestra en la tabla 67 y la tabla 68.

Tabla 67
 Conversión de curva de capacidad a espectro de capacidad de “E3” en X-X

Nivel	W_i (Ton.)	$\frac{W_i}{g}$	ϕ_i	$\frac{W_i\phi_i}{g}$	$\frac{W_i\phi_i^2}{g}$
Techo	52.557	5.357	1.000	5.357	5.357
Piso 1	175.561	17.896	0.651	11.643	7.575
Total	228.118	23.254		17.001	12.932
PF1 =	1.315	$\alpha_1 =$	0.961	$\phi_{techo,1} =$	1.000
Δ (techo) (mm)	V (ton.)	\longrightarrow		Sd (mm)	Sa
0.00	0.00			0.00	0.000
0.00	2.63	$Sd = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \times \phi_{1,techo}}$		0.01	0.012
11.76	225.67			8.95	1.029
15.42	286.42	$Sa = \frac{V}{W_T \times \alpha_1}$		11.73	1.306
-	-			-	-
-	-			-	-

Fuente: Elaboración Propia

A continuación, se presenta el espectro de capacidad con los cuatro niveles de desempeño sísmico.

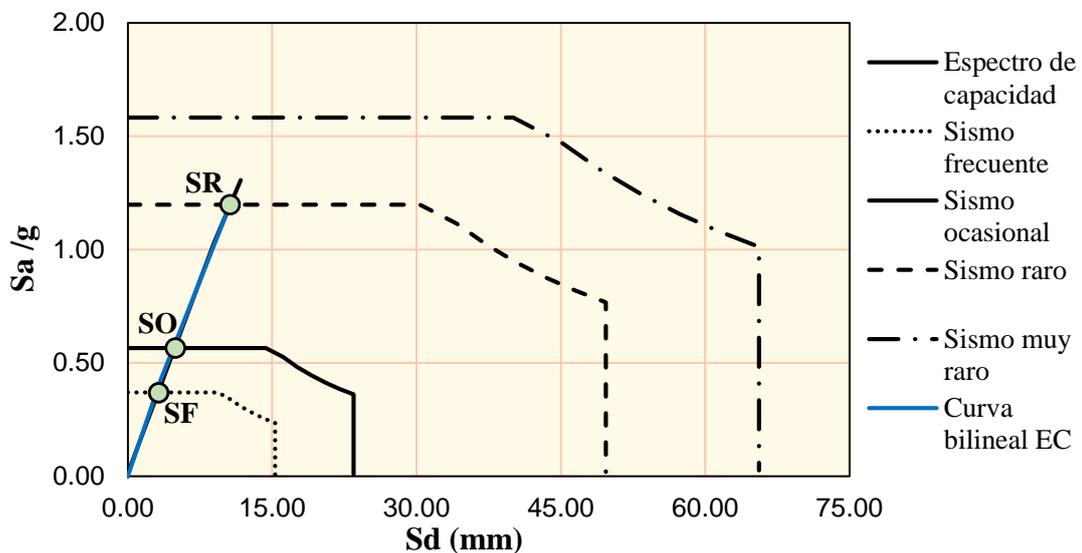


Figura 106. Punto de desempeño de la edificación de “E3” en X-X.

Fuente: Elaboración Propia.

De aquí se obtiene el desplazamiento objetivo del punto de desempeño para un nivel de sismo raro o de diseño según el ATC-40 de, $d_p = 10.64\text{ mm}$ y $\alpha_p = 1.20\text{ g}$, cumpliendo con la condición de $0.95d_{pi} \leq d_p \leq 1.05d_{pi}$.

Tabla 68
 Conversión de curva de capacidad a espectro de capacidad de “E3” en Y-Y

Nivel	W_i	$\frac{W_i}{g}$	ϕ_i	$\frac{W_i\phi_i}{g}$	$\frac{W_i\phi_i^2}{g}$
Techo	52.557	5.357	1.000	5.357	5.357
Piso 1	175.561	17.896	0.357	6.386	2.279
Total	228.118	23.254		11.744	7.636
PF1 =	1.538	$\alpha_1 =$	0.777	$\phi_{roof, 1} =$	1.000
$\Delta(\text{techo})$ (mm)	V (ton.)			Sd (mm)	Sa
0.00	0.00			0.00	0.000
0.17	0.58	$Sd = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \times \phi_{1,techo}}$		0.26	0.004
17.53	233.89			13.90	1.891
28.13	329.66	$Sa = \frac{V}{W_T \times \alpha_1}$		21.86	1.172
38.02	221.451			24.73	1.250

Fuente: Elaboración Propia

A continuación, se presenta el espectro de capacidad con los cuatro niveles de desempeño sísmico.

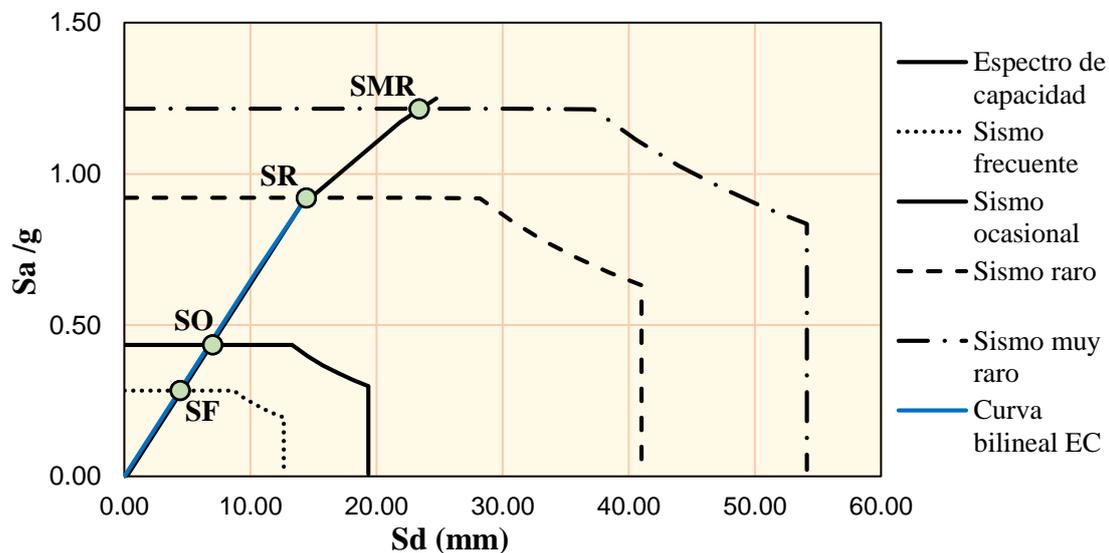


Figura 107. Punto de desempeño de la edificación de “E3” en Y-Y.

Fuente: Elaboración Propia.

De aquí se obtiene el desplazamiento objetivo del punto de desempeño para un nivel de sismo raro o de diseño según el ATC-40 de, $d_p = 14.44\text{ mm}$ y

$$\alpha_p = 0.92g, \text{ cumpliendo con la condición de } 0.95d_{pi} \leq d_p \leq 1.05d_{pi} .$$

3.9.9. Sectorización de la curva de capacidad de la edificación “E3”

A continuación, se presenta la sectorización de la curva de capacidad para el Pushover en la dirección X-X.

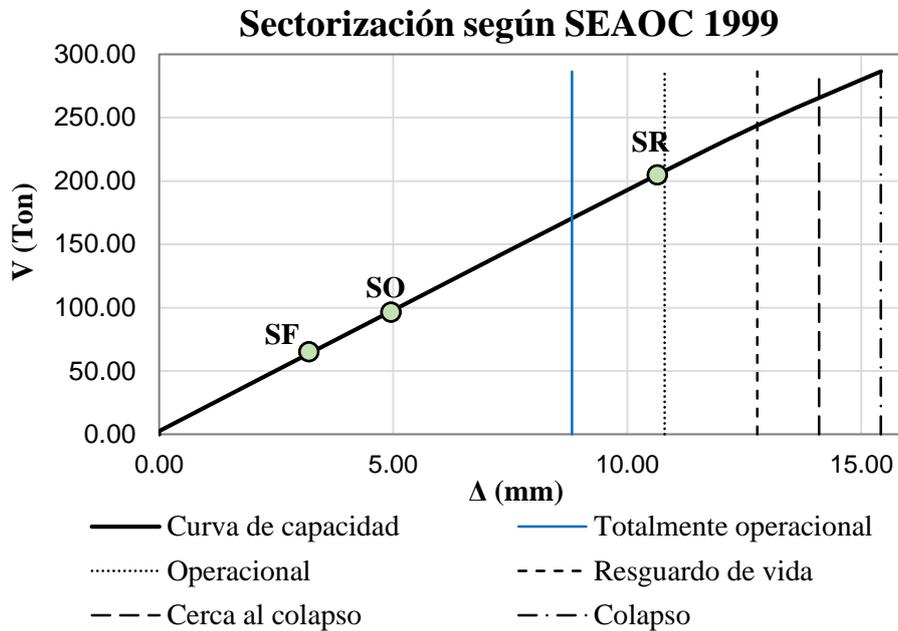


Figura 108. Sectorización de la curva de capacidad de “E3” en dirección X-X.

Fuente: Elaboración Propia.

A continuación, se muestra la sectorización de la curva de capacidad en la dirección Y-Y.

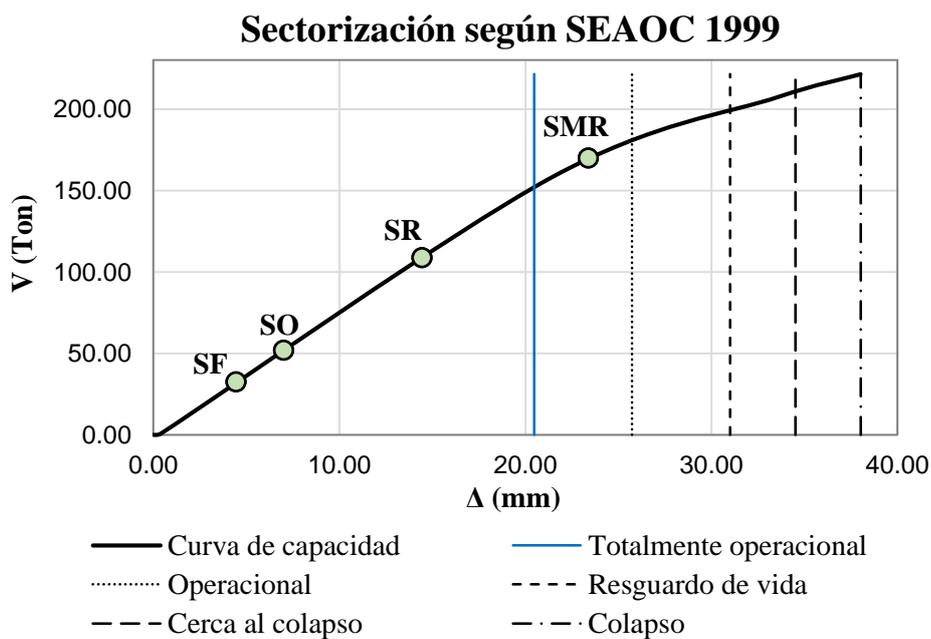


Figura 109. Sectorización de la curva de capacidad de “E3” en dirección Y-Y.

Fuente: Elaboración Propia.

3.9.10. Cálculo del daño medio global de la edificación “E3”

Para el cálculo del daño medio se utilizó la metodología propuesta por Miranda, para los factores de daño se utilizó la propuesta por Hwang y Huo (1994) y asociado para un nivel de desempeño de sismo raro según la propuesta del SEAOC 1999 tal como se muestra en la tabla 69.

Tabla 69

Calculo del daño para la edificación “E3” en dirección X-X

$\Delta(\text{mm}) = 11.357$		$\gamma_o = 0.18 \%$	Dos pisos $\rho = 5.4038$	
Nivel de desempeño	Estado de daño	Desplazamiento de techo (mm)	Distorsion γ (%)	Índice de daño D (%)
Totalmente operacional	Despreciable	8.82	0.14 %	5.00 %
Operacional	Leve	10.80	0.17 %	15.00 %
Resguardo de vida	Moderado	12.78	0.20 %	35.00 %
Cerca al colapso	Extenso	14.10	0.22 %	67.00 %
Colapso	Completo	15.42	0.24 %	100.00 %

Fuente: Elaboración Propia.

A continuación, se muestra la función de vulnerabilidad del daño esperado de 38.57 % para una distorsión de 0.17 % tal como se muestra en la figura 110.

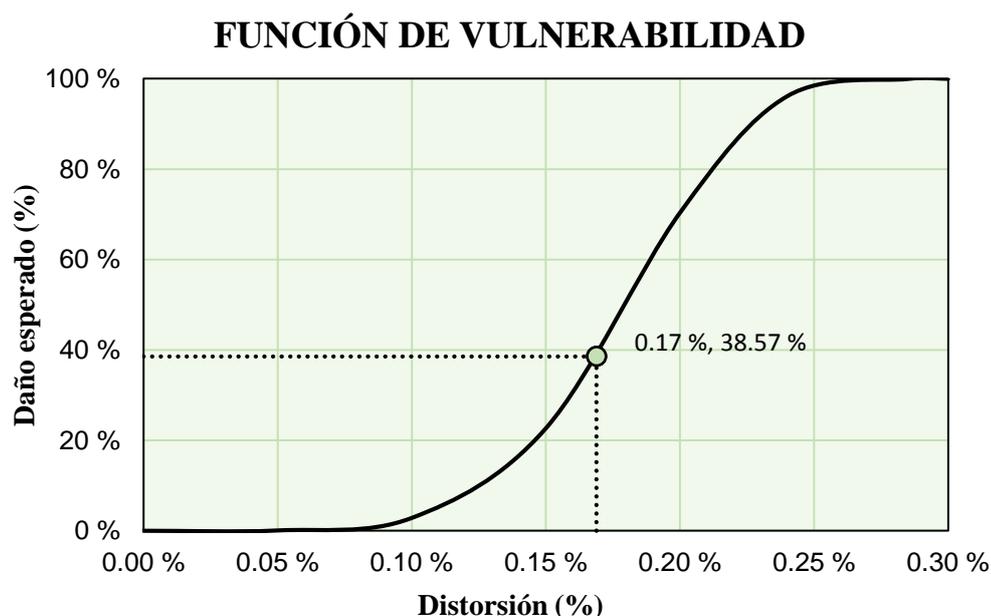


Figura 110. Daño esperado de la edificación “E3” para sismo en dirección X-X.

Fuente: Elaboración Propia.

A continuación, se muestra el daño calculado para el análisis Pushover en la dirección Y-Y, en el cual para el cálculo del daño medio se utilizó la metodología propuesta por Miranda, para los factores de daño se utilizó la propuesta por Hwang y Huo (1994) y asociado para un nivel de desempeño de sismo raro según la propuesta del SEAOC 1999

Tabla 70
Cálculo del daño de la edificación “E3” en dirección Y-Y

$\Delta(\text{mm}) = 27.217$		$\gamma_o = 0.43 \%$	Dos pisos $\rho = 4.8738$	
Nivel de desempeño	Estado de daño	Desplazamiento de techo (mm)	Distorsión γ (%)	Índice de daño D (%)
Totalmente operacional	Despreciable	20.47	0.32 %	5.00 %
Operacional	Leve	25.74	0.41 %	15.00 %
Resguardo de vida	Moderado	31.00	0.49 %	35.00 %
Cerca al colapso	Extenso	34.51	0.55 %	67.00 %
Colapso	Completo	38.02	0.60 %	100.00 %

Nota. Fuente: Elaboración Propia.

A continuación, se muestra la función de vulnerabilidad del daño esperado de 3.11 % y para una distorsión de 0.23 % tal como se muestra en la figura 111.

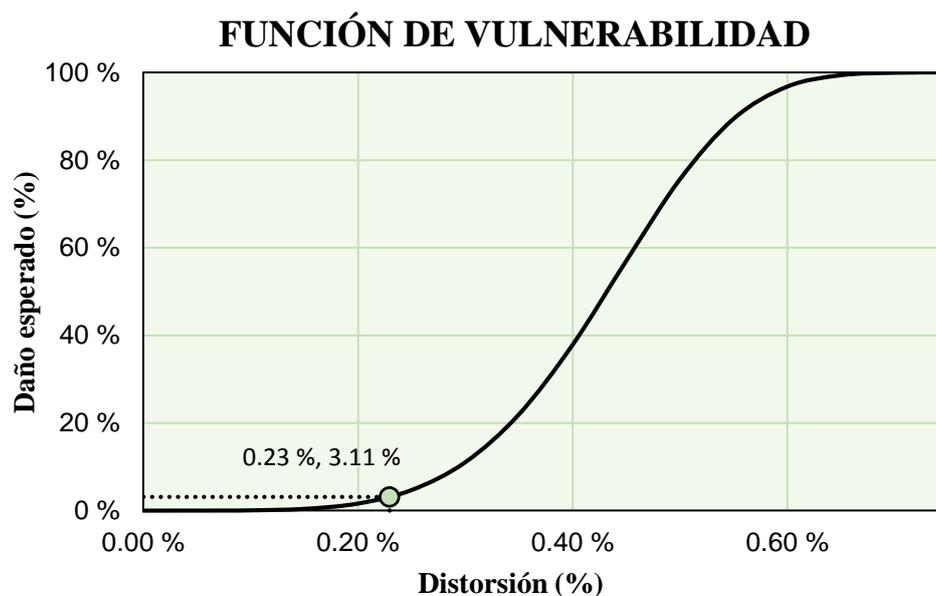


Figura 111. Daño esperado de la edificación “E3” para sismo en dirección Y-Y.

Fuente: Elaboración Propia.

3.10. RESPUESTA DE LA ESTRUCTURA “E4”

3.10.1. Cargas consideradas

Para las cargas muertas y vivas se trabajaron a partir de la norma E.020 del reglamento nacional de edificaciones.

Tabla 71
Cargas vivas y muertas para la edificación “E4”

CARGA MUERTA SOBRE ÁREAS (CM)		
Componente	Carga Parcial Kg/m ²	Carga total Kg/m ²
Ladrillo techo de 30x30x15cm	75	
Cielo raso + tarrajeo	25	150
Acabados de piso terminado con parquet	50	

CARGA MUERTA LINEAL (CM)		
Componente	Ecuación	Carga lineal Kg/m
Parapetos de la escalera	$w_p = e_e h_e \gamma_e$	280.80
Parapetos de las ventanas	$w_p = e_v h_v \gamma_v$	828.00
Albañilería confinada triangular	$w_m = e_m h_m \gamma_m$	621.00

CARGA VIVA SOBRE ÁREAS (CV)		
Componente	Carga Parcial Kg/m ²	Carga total Kg/m ²
S/C (Aulas)	250	250
Escaleras y pasadizos	400	400

Fuente: Elaboración Propia.

Así también se muestra las cargas muerta y vivas transmitidas del techo a través del tijeral hacia las vigas.

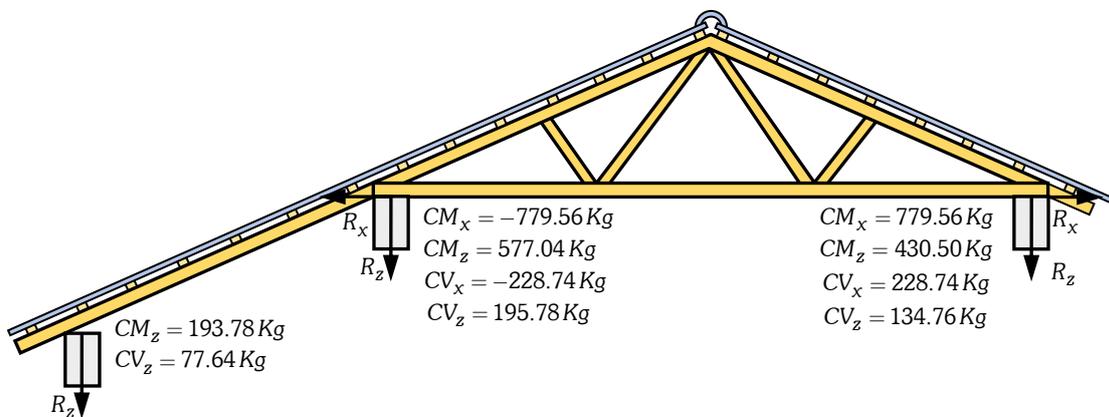


Figura 112. Cargas transmitidas del tijeral a la viga de la edificación “E4”.

Fuente: Elaboración Propia.

3.10.2. Desplazamientos obtenidos para la edificación “E4”

A continuación, se muestra en las figuras 113 y 114 los desplazamientos máximos de entrepiso para ambas edificaciones de sismo, a partir del análisis dinámico lineal para una aceleración de $Z = 0.25g$.

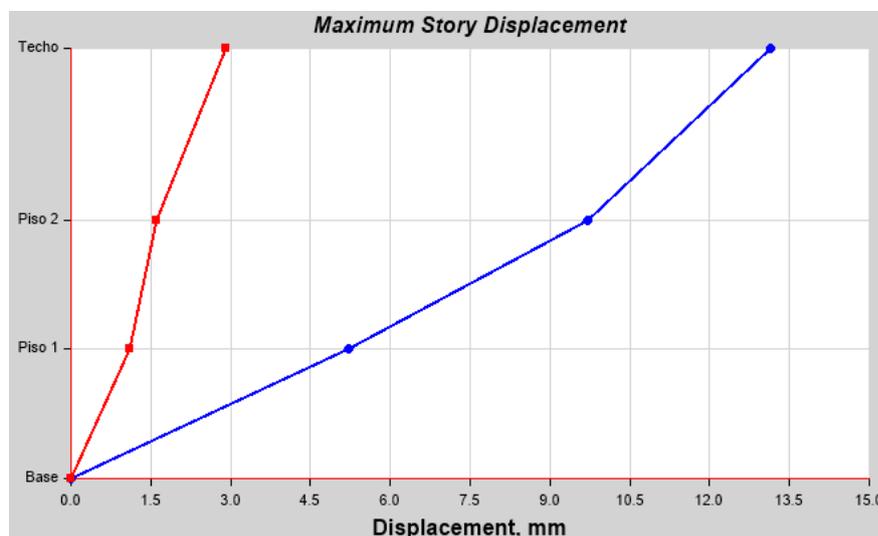


Figura 113. Desplazamientos máximos de entrepiso para sismo en X-X.

Fuente: Elaboración Propia.

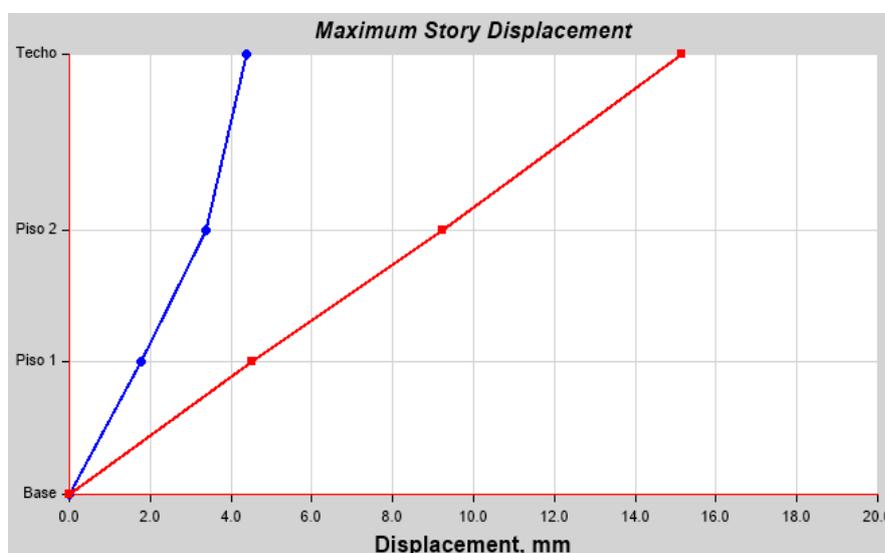


Figura 114. Desplazamientos máximos de entrepiso para sismo en Y-Y.

Fuente: Elaboración Propia.

3.10.3. Cargas monotónicas para la edificación “E4”

A continuación, se muestra la distribución de cargas laterales triangular o cargas monotónicas a partir de la propuesta del RNE E.030, en la dirección X-X, que posteriormente dichos valores son introducidos en un modelo de la edificación “E4” en el software ETABS 2015 para su análisis.

Tabla 72
Cargas laterales (Pushover) para “E4” en dirección X-X

		$V_{Bx} = 633966.82 \text{ Kg}$	$k = 1$	
Nivel	Peso del entepiso $W_i \text{ (Kg)}$	Altura del entepiso $h_i^k \text{ (m)}$	$W_i \times h_i^k \text{ (Kg-m)}$	$F_i(x) \text{ (Kg)}$
Techo	62539.06	10.00	625390.60	101474.56
Piso 2	376675.07	6.00	2260050.42	366711.00
Piso 1	340571.56	3.00	1021714.68	165781.26
Total	779785.69		3907155.70	

Fuente: Elaboración Propia.

A continuación, se muestra las cargas laterales para la edificación “E4” en dirección Y-Y.

Tabla 73
Cargas laterales (Pushover) para “E4” en dirección Y-Y

		$V_{By} = 237737.76 \text{ Kg}$	$k = 1$	
Nivel	Peso del entepiso $W_i \text{ (Kg)}$	Altura del entepiso $h_i^k \text{ (m)}$	$W_i \times h_i^k \text{ (Kg-m)}$	$F_i(x) \text{ (Kg)}$
Techo	62539.06	10.00	625390.60	38052.99
Piso 2	376675.07	6.00	2260050.42	137516.74
Piso 1	340571.56	3.00	1021714.68	62168.03
Total	779785.69		3907155.70	

Fuente: Elaboración Propia.

3.10.4. Momento giro de las vigas para la edificación “E4”

A continuación, se presenta el diagrama de momento giro de las vigas.

Tabla 74
Datos del diagrama momento giro de la viga VP, para “E4”

	Punto	Curvatura	Momento	Lp	Giro	M/My
	-E	-0.044	-2.586	0.250	-0.011	-0.20
	-D	-0.037	-2.586	0.250	-0.009	-0.20
	-C	-0.037	-18.376	0.250	-0.009	-1.42
	-B	0.000	-12.931	0.250	0.000	-1.00
	A	0.000	0.000	0.250	0.000	0.00
	B	0.000	12.931	0.250	0.000	1.00
	C	0.037	18.376	0.250	0.009	1.42
	D	0.037	2.586	0.250	0.009	0.20
	E	0.044	2.586	0.250	0.011	0.20

Fuente: Elaboración Propia.

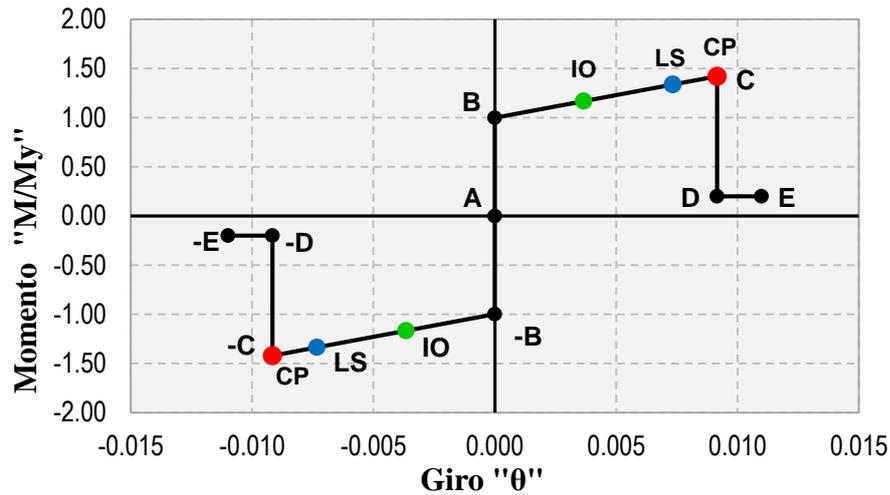


Figura 115. Diagrama momento giro de la viga VP, para "E4".

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 75

Datos del diagrama momento giro de la viga VS, para "E4"

	Punto	Curvatura	Momento	Lp	Giro	M/My
$2\phi 5/8" + 1\phi 1/2"$ 50cm 25cm $2\phi 5/8"$	-E	-0.065	-0.972	0.250	-0.016	-0.20
	-D	-0.054	-0.972	0.250	-0.014	-0.20
	-C	-0.054	-8.624	0.250	-0.014	-1.77
	-B	0.000	-4.862	0.250	0.000	-1.00
	A	0.000	0.000	0.250	0.000	0.00
	B	0.000	4.862	0.250	0.000	1.00
	C	0.054	8.624	0.250	0.014	1.77
	D	0.054	0.972	0.250	0.014	0.20
	E	0.065	0.972	0.250	0.016	0.20

Fuente: Elaboración Propia.

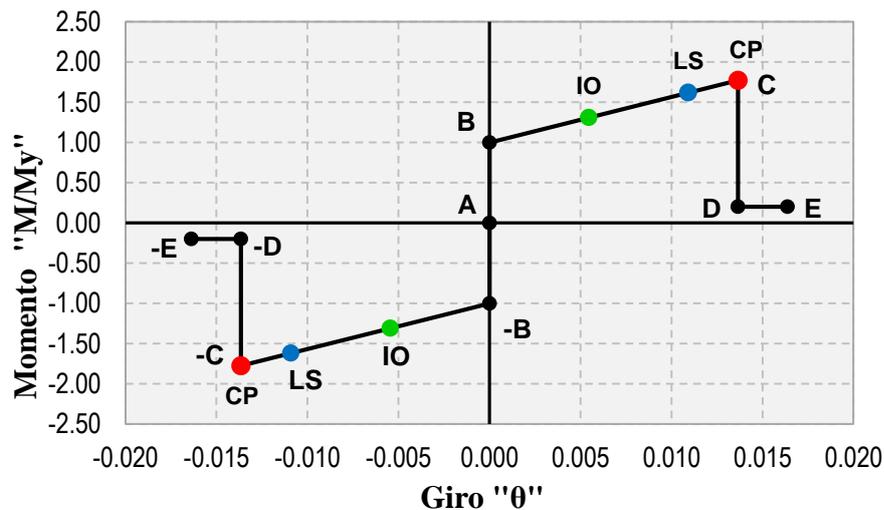


Figura 116. Diagrama momento giro de la viga VS, para "E4".

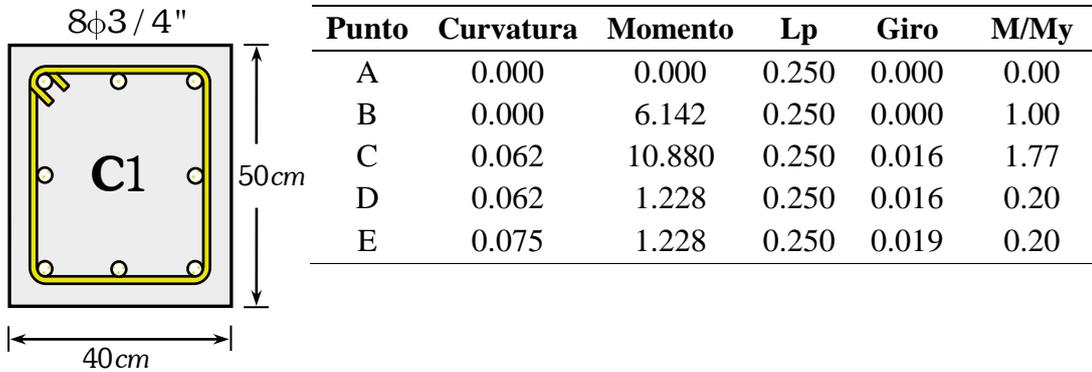
Fuente: Elaboración Propia.

3.10.5. Momento Curvatura para columnas de “E4”

A continuación, se presenta el diagrama de momento giro de las vigas que son obtenidos a partir del momento curvatura y longitud plástica.

Tabla 76

Datos del diagrama momento giro de la columna C-1, para “E4”



Fuente: Elaboración Propia.

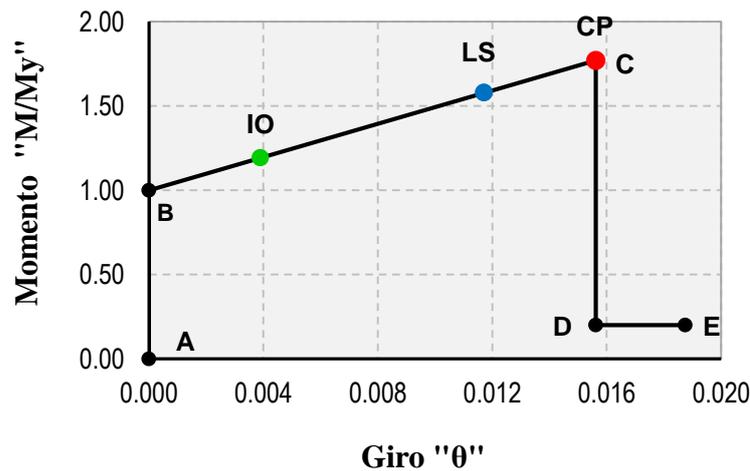
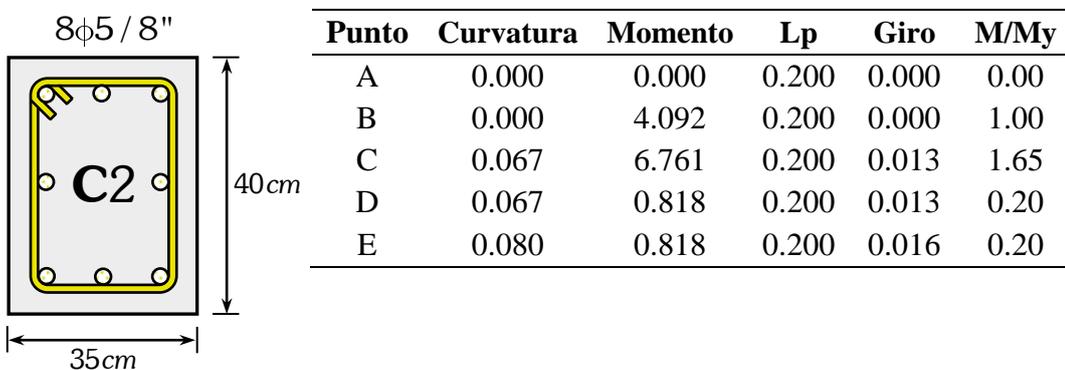


Figura 117. Diagrama momento giro de la columna C-1, para “E4”.

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 77

Datos del diagrama momento giro de la columna C-2, para “E4”



Fuente: Elaboración Propia.

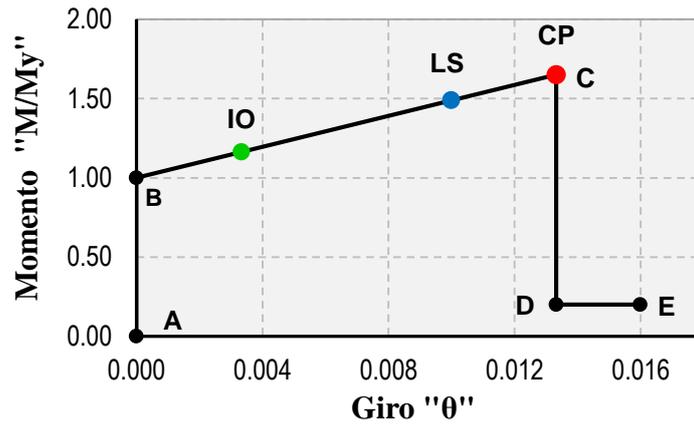


Figura 118. Diagrama momento giro de la columna C-2, para “E4”.

Fuente: Elaboración Propia.

Las distancias relativas para un nudo i, j están dados a partir de la ecuación 2.90, y expresados en porcentaje tal como lo muestra la tabla 78.

Tabla 78

Distancias relativas de las rótulas plásticas para la edificación “E4”

Elemento	$L_p(m)$	$\ell_{1,2,3}(m)$	$L_n, H(m)$	$d_i (\%)$	$d_j (\%)$
Viga VP	0.250	0.625	7.20	4.34	95.66
Viga VS	0.250	0.525	3.80	6.91	93.09
Columna C-1	0.250	0.375	2.50	7.50	92.50
Columna C-2	0.200	0.350	2.50	7.00	93.00
Columna C-3	0.200	0.350	2.50	7.00	93.00
Columna C-4	0.200	0.350	2.50	7.00	93.00

Fuente: Elaboración Propia.

3.10.6. Rótulas plásticas de la edificación “E4”

A continuación, se presenta las rupturas de las rótulas plásticas para “E4”.

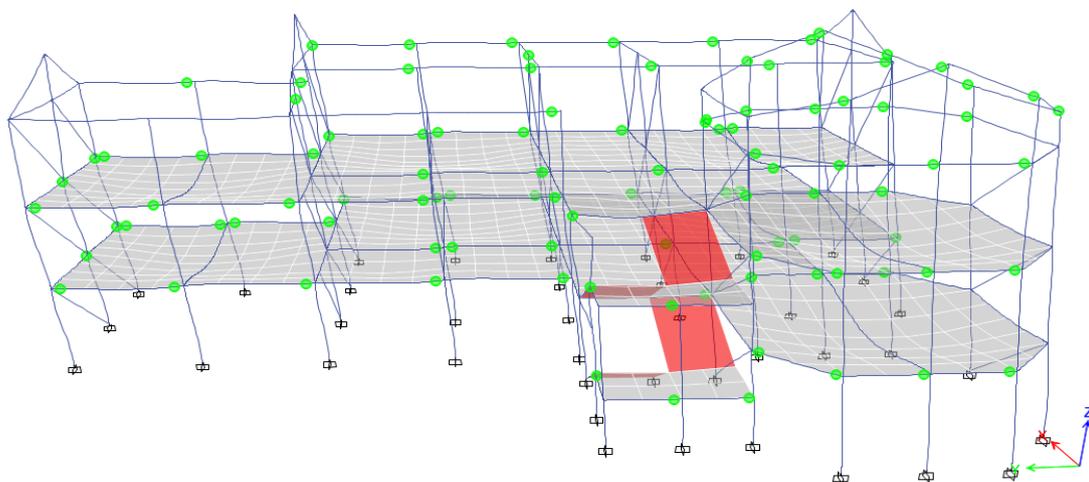


Figura 119. Mecanismo de colapso de la edificación “E4” en Y-Y.

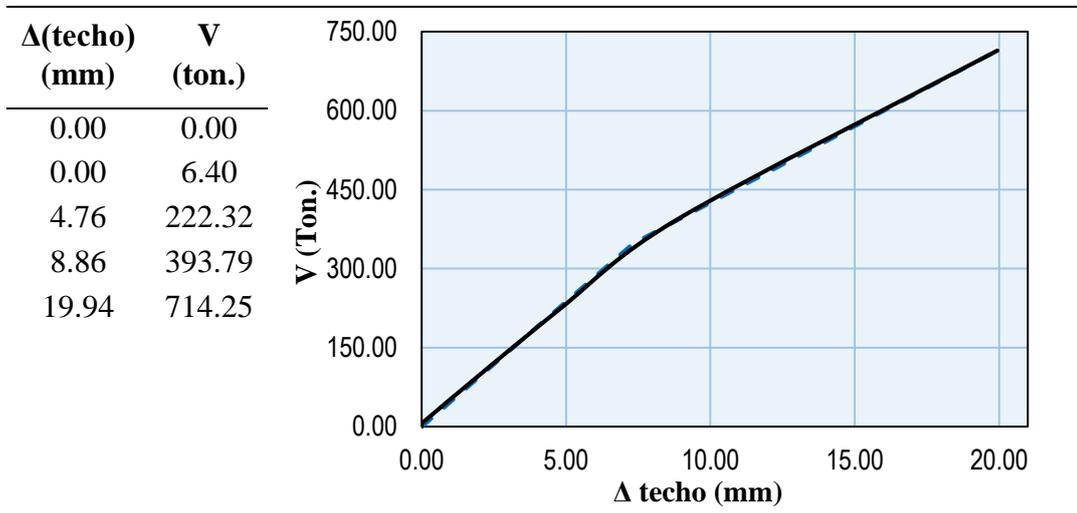
Fuente: Elaboración Propia.

3.10.7. Curva de capacidad de la edificación “E4”

A continuación, se presentan las curvas de capacidad para la edificación “E4” a partir del análisis estático no lineal (Pushover) en la dirección X-X e Y-Y.

Tabla 79

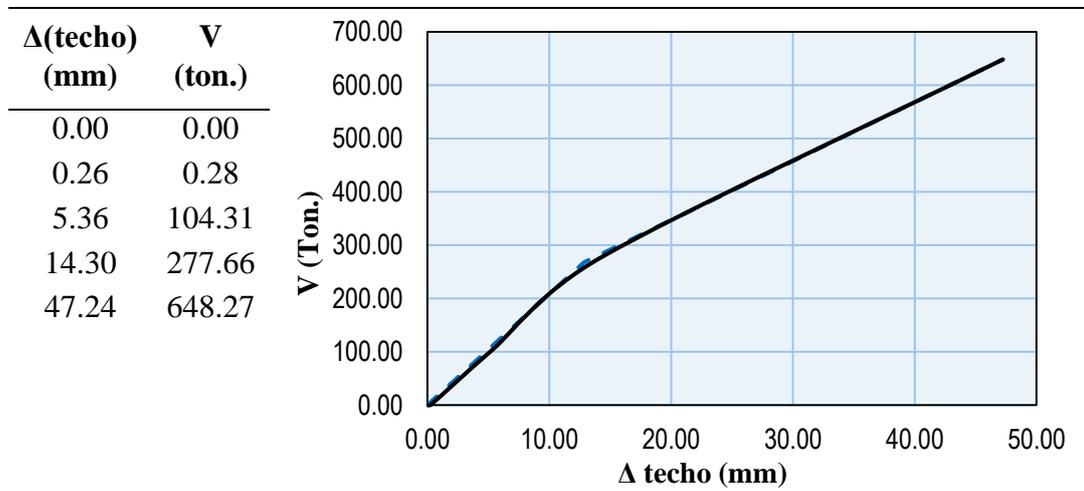
Valores de curva de capacidad en el eje X-X de “E4”



Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 80

Valores de curva de capacidad en el eje Y-Y de “E4”



Fuente: Elaboración Propia.

3.10.8. Elaboración del espectro de capacidad para la edificación “E4”

Para la elaboración de la curva del espectro de capacidad se siguió de acuerdo al procedimiento del ATC – 40, que son a partir de los datos del análisis dinámico lineal para su construcción de dichas curvas tal como se muestra en la tabla 81 y la tabla 82.

Tabla 81
 Conversión de curva de capacidad a espectro de capacidad de “E4” en X-X

Nivel	W_i (Ton.)	$\frac{W_i}{g}$	ϕ_i	$\frac{W_i\phi_i}{g}$	$\frac{W_i\phi_i^2}{g}$
Techo	62.539	6.375	1.000	6.375	6.375
Piso 2	376.675	38.397	0.767	29.458	22.600
Piso 1	340.572	34.717	0.398	13.822	5.503
Total	779.786	79.489		49.655	34.478
PF1 =	1.440	$\alpha_1 =$	0.900	$\phi_{techo,1} =$	1.000

Δ (techo) (mm)	V (ton.)	\Rightarrow	Sd (mm)	Sa
0.00	0.00	$Sd = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \times \phi_{1,techo}}$	0.00	0.000
0.00	6.40		0.00	0.009
4.76	222.32	$Sa = \frac{V}{W_T \times \alpha_1}$	3.30	0.317
8.86	393.79		6.15	0.561
19.94	714.25		13.85	1.018

Fuente: Elaboración Propia

A continuación, se presenta el espectro de capacidad con los cuatro niveles de desempeño sísmico.

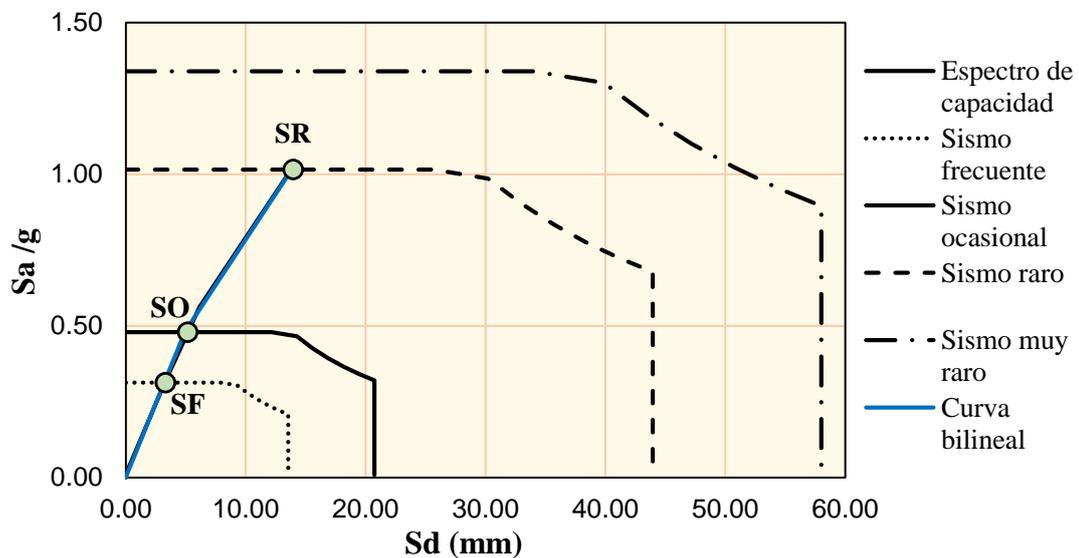


Figura 120. Punto de desempeño de la edificación de “E4” en X-X.

Fuente: Elaboración Propia.

De aquí se obtiene el desplazamiento objetivo del punto de desempeño para un nivel de sismo raro o de diseño según el ATC-40 de, $d_p = 13.96\text{mm}$ y

$$\alpha_p = 1.02g, \text{ cumpliendo con la condición de } 0.95d_{pi} \leq d_p \leq 1.05d_{pi} .$$

Tabla 82
 Conversión de curva de capacidad a espectro de capacidad de “E4” en Y-Y

Nivel	W_i	$\frac{W_i}{g}$	ϕ_i	$\frac{W_i\phi_i}{g}$	$\frac{W_i\phi_i^2}{g}$
Techo	62.539	6.375	1.000	6.375	6.375
Piso 2	376.675	38.397	0.615	23.612	14.520
Piso 1	340.572	34.717	0.300	10.425	3.130
Total	779.786	79.489		40.412	24.026
PF1 =	1.682	$\alpha_1 =$	0.855	$\phi_{roof, 1} =$	1.000

$\Delta(\text{techo})$ (mm)	V (ton.)	\rightarrow	Sd (mm)	Sa
0.00	0.00	$Sd = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \times \phi_{1,techo}}$	0.00	0.000
0.26	0.28		0.15	0.000
5.36	104.31	$Sa = \frac{V}{W_T \times \alpha_1}$	3.19	0.156
14.30	277.66		8.50	0.416
47.24	648.27		28.09	0.972

Fuente: Elaboración Propia

A continuación, se presenta el espectro de capacidad con los cuatro niveles de desempeño sísmico.

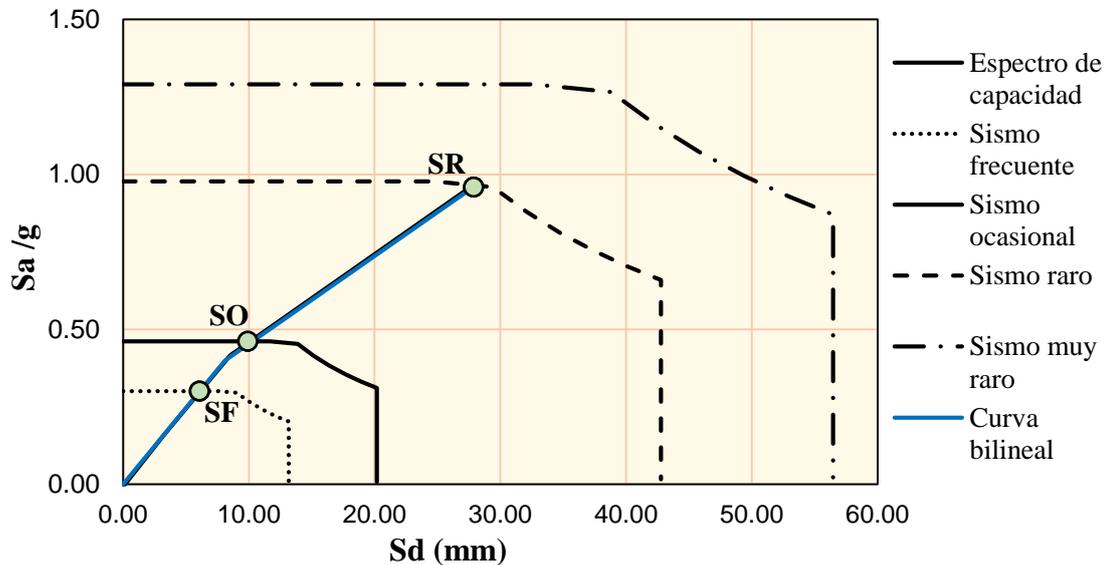


Figura 121. Punto de desempeño de la edificación de “E4” en Y-Y.

Fuente: Elaboración Propia.

De aquí se obtiene el desplazamiento objetivo del punto de desempeño para un nivel de sismo raro o de diseño según el ATC-40 de, $d_p = 27.88\text{mm}$

$\alpha_p = 0.96\text{g}$, cumpliendo con la condición de $0.95d_{pi} \leq d_p \leq 1.05d_{pi}$.

3.10.9. Sectorización de la curva de capacidad de la edificación “E4”

A continuación, se presenta la sectorización de la curva de capacidad para el Pushover en la dirección X-X.

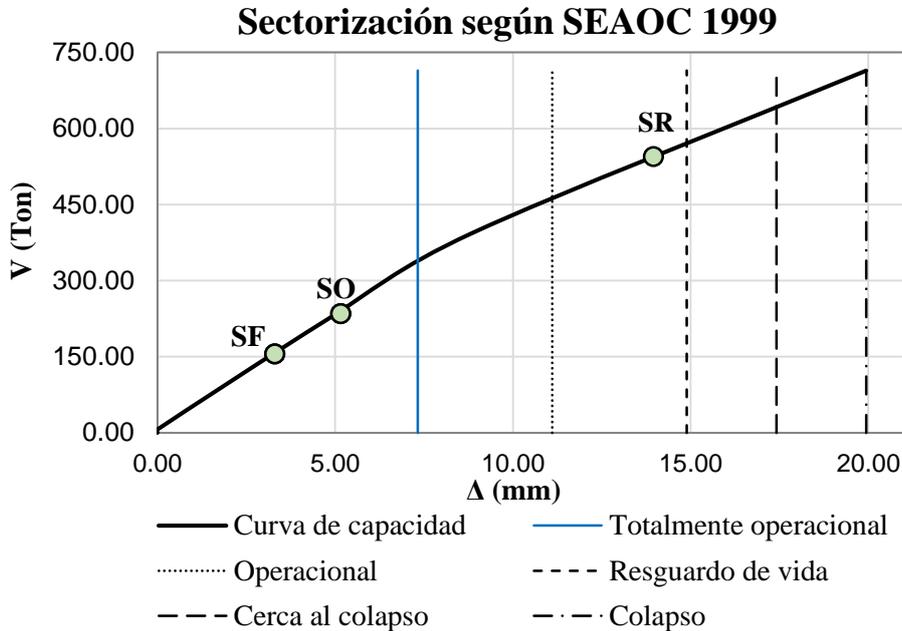


Figura 122. Sectorización de la curva de capacidad de “E4” en dirección X-X.

Fuente: Elaboración Propia.

A continuación, se muestra la sectorización de la curva de capacidad en la dirección Y-Y.

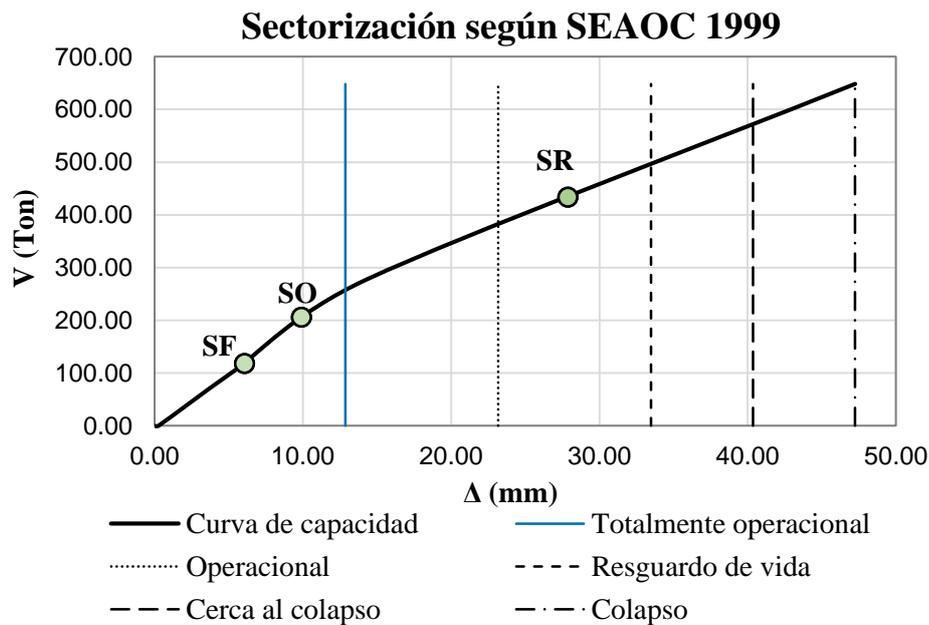


Figura 123. Sectorización de la curva de capacidad de “E4” en dirección Y-Y.

Fuente: Elaboración Propia.

3.10.10. Cálculo del daño medio global de la edificación “E4”

Para el cálculo del daño medio se utilizó la metodología propuesta por Miranda, para los factores de daño se utilizó la propuesta por Hwang y Huo (1994) y asociado para un nivel de desempeño de sismo raro según la propuesta del SEAOC 1999 tal como se muestra en la tabla 83.

Tabla 83

Calculo del daño para la edificación “E4” en dirección X-X

$\Delta(\text{mm}) = 12.171$		$\gamma_o = 0.12 \%$	Dos pisos $\rho = 3.0025$	
Nivel de desempeño	Estado de daño	Desplazamiento de techo (mm)	Distorsion γ (%)	Índice de daño D (%)
Totalmente operacional	Despreciable	7.32	0.07 %	5.00 %
Operacional	Leve	11.11	0.11 %	15.00 %
Resguardo de vida	Moderado	14.89	0.15 %	35.00 %
Cerca al colapso	Extenso	17.42	0.17 %	67.00 %
Colapso	Completo	19.94	0.20 %	100.00 %

Fuente: Elaboración Propia.

A continuación, se muestra la función de vulnerabilidad del daño esperado de 64.88 % para una distorsión de 0.14 % tal como se muestra en la figura 124.

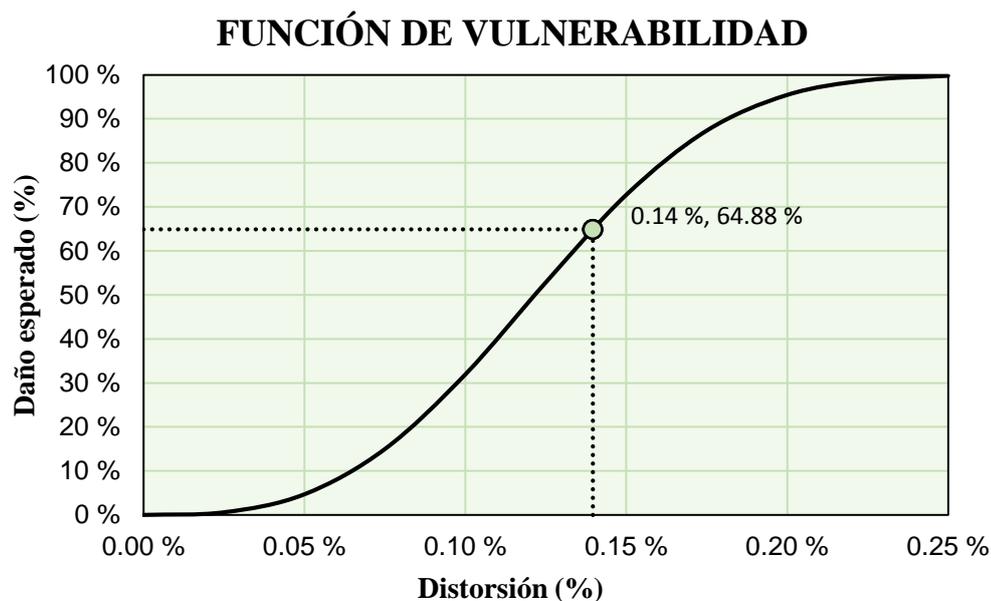


Figura 124. Daño esperado de la edificación “E4” para sismo en dirección X-X.

Fuente: Elaboración Propia.

A continuación, se muestra el daño calculado para el análisis Pushover en la dirección Y-Y, en el cual para el cálculo del daño medio se utilizó la metodología propuesta por Miranda, para los factores de daño se utilizó la propuesta por Hwang y Huo (1994) y asociado para un nivel de desempeño de sismo raro según la propuesta del SEAOC 1999

Tabla 84
Cálculo del daño de la edificación “E4” en dirección Y-Y

$\Delta(\text{mm}) = 24.537$		$\gamma_o = 0.25 \%$	Dos pisos $\rho = 2.4738$	
Nivel de desempeño	Estado de daño	Desplazamiento de techo (mm)	Distorsión γ (%)	Índice de daño D (%)
Totalmente operacional	Despreciable	12.86	0.13 %	5.00 %
Operacional	Leve	23.17	0.23 %	15.00 %
Resguardo de vida	Moderado	33.49	0.33 %	35.00 %
Cerca al colapso	Extenso	40.36	0.40 %	67.00 %
Colapso	Completo	47.24	0.47 %	100.00 %

Fuente: Elaboración Propia.

A continuación, se muestra la función de vulnerabilidad del daño esperado de 55.45 % y para una distorsión de 0.28 % tal como se muestra en la figura 125.

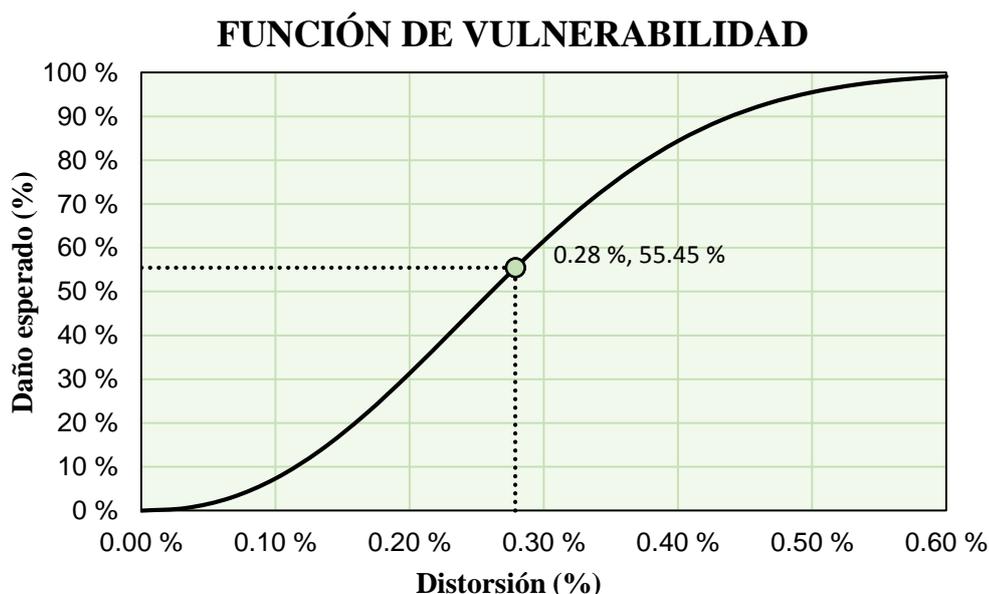


Figura 125. Daño esperado de la edificación “E4” para sismo en dirección Y-Y.

Fuente: Elaboración Propia.

3.11. RESPUESTA DE LA ESTRUCTURA “E5”

3.11.1. Desplazamientos obtenidos para la edificación “E5”

A continuación, se muestra en las figuras 126 y 127 los desplazamientos máximos de entrepiso para ambas direcciones de sismo, a partir del análisis dinámico lineal para una aceleración de $Z = 0.25g$.

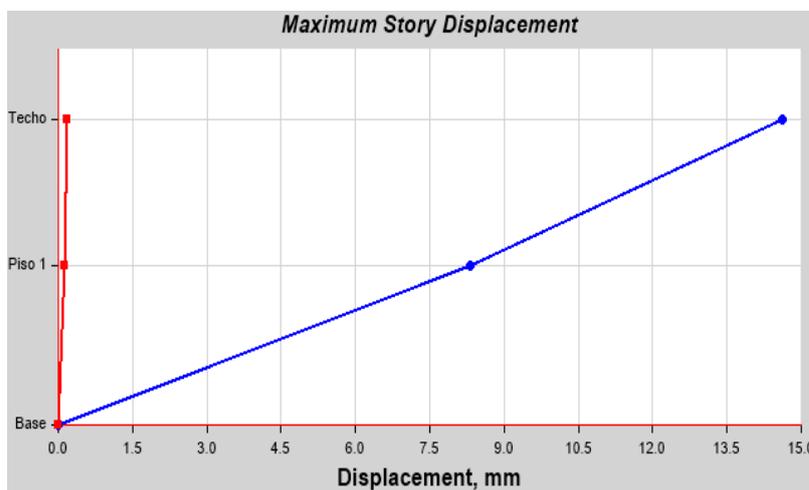


Figura 126. Desplazamientos máximos de entrepiso para sismo en X-X.

Fuente: Elaboración Propia.

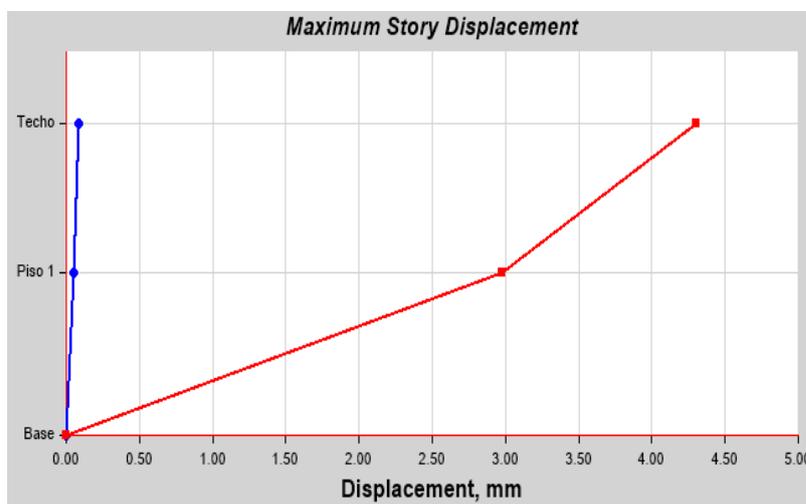


Figura 127. Desplazamientos máximos de entrepiso para sismo en Y-Y.

Fuente: Elaboración Propia.

3.11.2. Cargas monotónicas para la edificación “E5”

A continuación, se muestra la distribución de cargas laterales triangular o cargas monotónicas a partir de la propuesta del RNE E.030, en la dirección X-X, que posteriormente dichos valores son introducidos en un modelo de la edificación “E5” en el software ETABS 2015 para su análisis.

Tabla 85
Cargas laterales (Pushover) para “E5” en dirección X-X

$V_{Bx} = 35708.388 \text{ Kg}$			$k = 1$	
Nivel	Peso del entepiso $W_i \text{ (Kg)}$	Altura del entepiso $h_i^k \text{ (m)}$	$W_i \times h_i^k$ (Kg - m)	$F_i(x)$ (Kg)
Techo	53343.24	6.50	346731.06	13675.22
Piso 1	164307.23	3.40	558644.58	22033.17
Total	217650.47		905375.64	

Fuente: Elaboración Propia.

A continuación, se muestra las cargas laterales para la edificación “E5” en dirección Y-Y.

Tabla 86
Cargas laterales (Pushover) para “E5” en dirección Y-Y

$V_{By} = 95222.08 \text{ Kg}$			$k = 1$	
Nivel	Peso del entepiso $W_i \text{ (Kg)}$	Altura del entepiso $h_i^k \text{ (m)}$	$W_i \times h_i^k$ (Kg - m)	$F_i(x)$ (Kg)
Techo	53343.24	6.50	346731.06	36467.13
Piso 1	164307.23	3.40	558644.58	58754.95
Total	217650.47		905375.64	

Fuente: Elaboración Propia.

3.11.3. Momento giro de las vigas para la edificación “E5”

A continuación, se presenta el diagrama de momento giro de las vigas que son obtenidos a partir del momento curvatura y longitud plástica.

Tabla 87
Datos del diagrama momento giro de la viga VP, para “E5”

	Punto	Curvatura	Momento	Lp	Giro	M/My
	-E	-0.054	-1.262	0.225	-0.012	-0.20
	-D	-0.054	-1.262	0.225	-0.010	-0.20
	-C	-0.045	-9.835	0.225	-0.010	-1.56
	-B	0.000	-6.310	0.225	0.000	-1.00
	A	0.000	0.000	0.225	0.000	0.00
	B	0.000	6.310	0.225	0.000	1.00
	C	0.045	9.835	0.225	0.010	1.56
	D	0.054	1.262	0.225	0.012	0.20
	E	0.054	1.262	0.225	0.012	0.20

Fuente: Elaboración Propia.

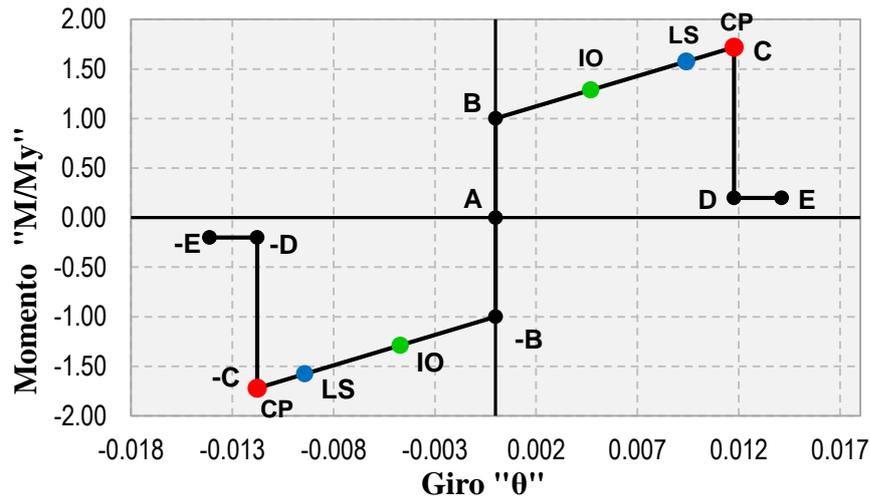
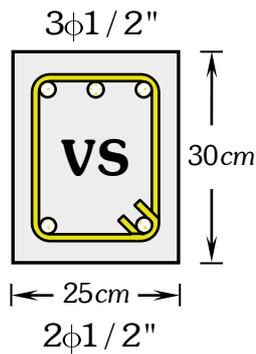


Figura 128. Diagrama momento giro de la viga VP, para "E5".

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 88

Datos del diagrama momento giro de la viga VS, para "E5"



Punto	Curvatura	Momento	Lp	Giro	M/My
-E	-0.070	-0.425	0.150	-0.010	-0.20
-D	-0.058	-0.425	0.150	-0.009	-0.20
-C	-0.058	-3.525	0.150	-0.009	-1.66
-B	0.000	-2.127	0.150	0.000	-1.00
A	0.000	0.000	0.150	0.000	0.00
B	0.000	2.127	0.150	0.000	1.00
C	0.058	3.525	0.150	0.009	1.66
D	0.058	0.425	0.150	0.009	0.20
E	0.070	0.425	0.150	0.010	0.20

Fuente: Elaboración Propia.

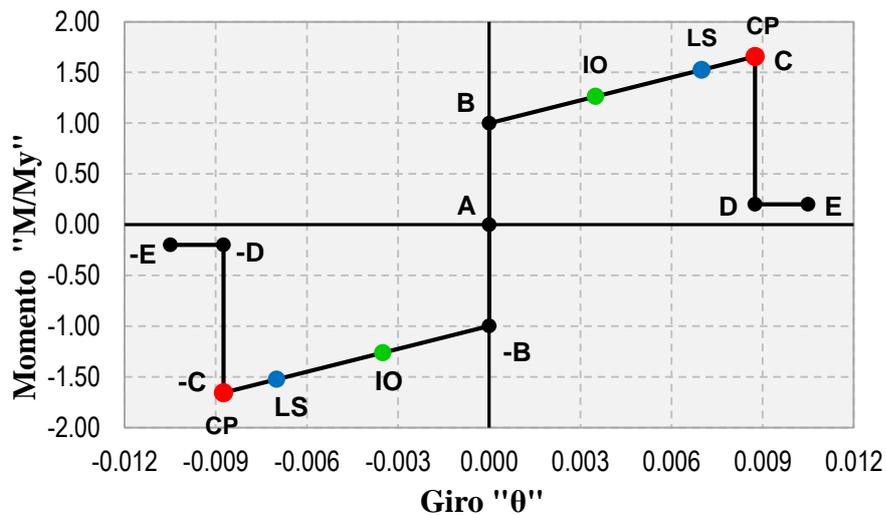


Figura 129. Diagrama momento giro de la viga VS, para "E5".

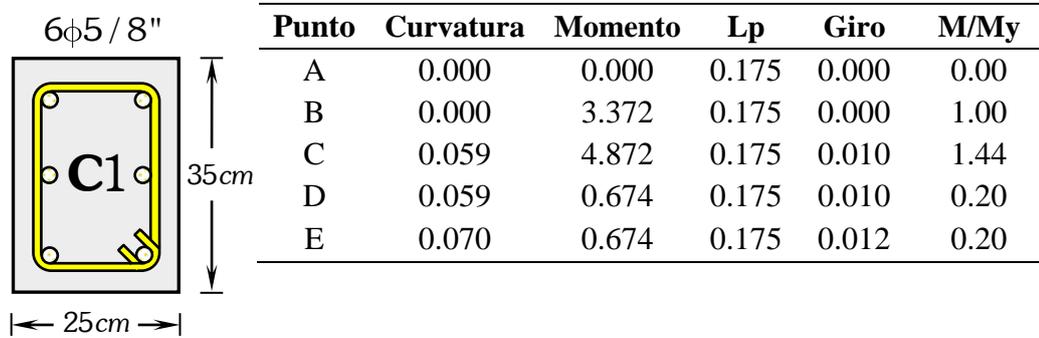
Fuente: Elaboración Propia.

3.11.4. Momento Curvatura para columnas de “E5”

A continuación, se presenta el diagrama de momento giro de las vigas que son obtenidos a partir del momento curvatura y longitud plástica.

Tabla 89

Datos del diagrama momento giro de la columna C-1, para “E5”



Fuente: Elaboración Propia.

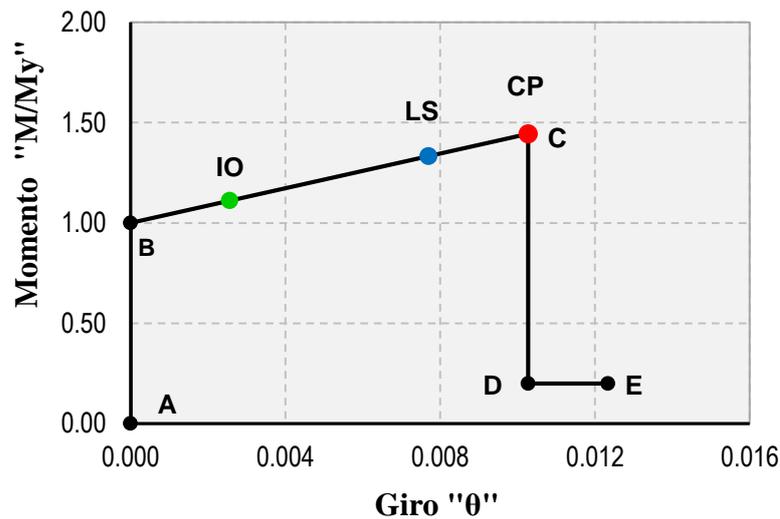
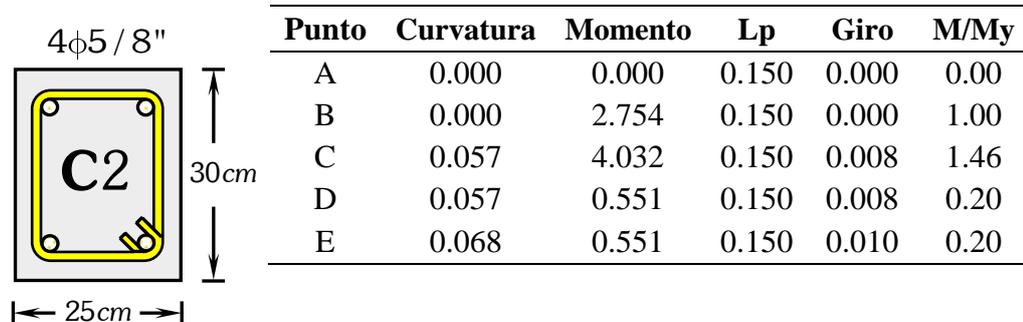


Figura 130. Diagrama momento giro de la columna C-1, para “E5”.

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 90

Datos del diagrama momento giro de la columna C-2, para “E5”



Fuente: Elaboración Propia.

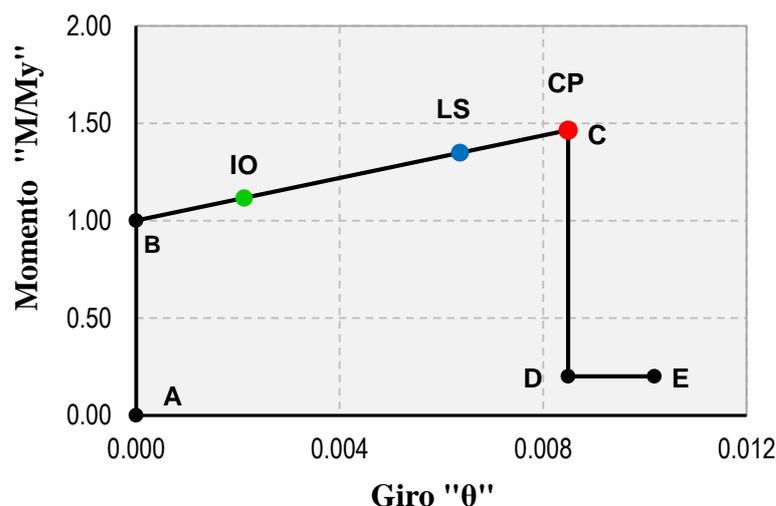


Figura 131. Diagrama momento giro de la columna C-2, para “E5”.

Fuente: Elaboración Propia.

Las distancias relativas para un nudo i, j están dados a partir de la ecuación 2.90, y expresados en porcentaje tal como lo muestra la tabla 91.

Tabla 91

Distancias relativas de las rótulas plásticas para la edificación “E5”

Elemento	$L_p(m)$	$\ell_{1,2,3}(m)$	$L_n, H(m)$	$d_i (\%)$	$d_j (\%)$
Viga VP	0.225	0.463	5.30	4.36	95.64
Viga VS	0.150	0.325	3.30	4.92	95.08
Columna C-1	0.175	0.313	2.95	5.30	94.70
Columna C-2	0.150	0.300	2.95	5.08	94.92

Fuente: Elaboración Propia.

3.11.5. Rótulas plásticas de la edificación “E5”

A continuación, se presenta las rupturas de las rótulas plásticas para “E5”.

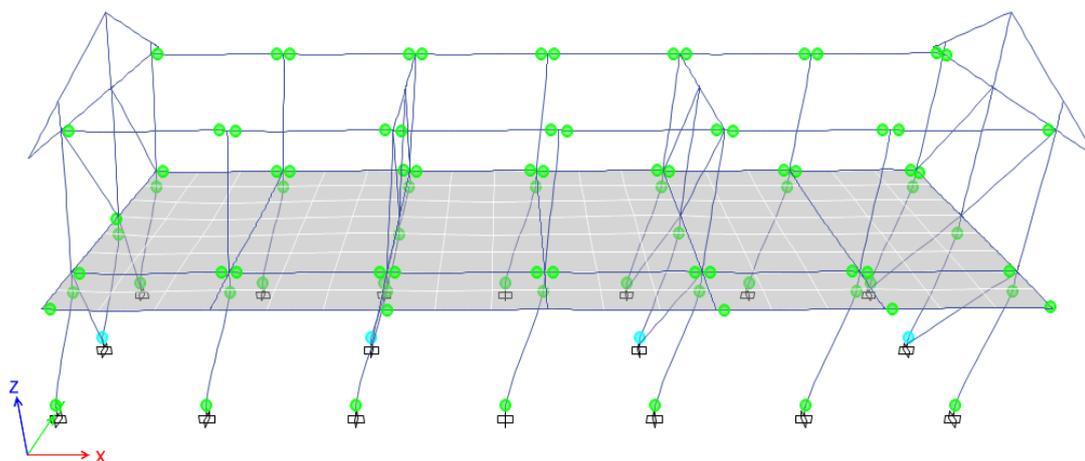


Figura 132. Mecanismo de colapso de la edificación “E5” en X-X.

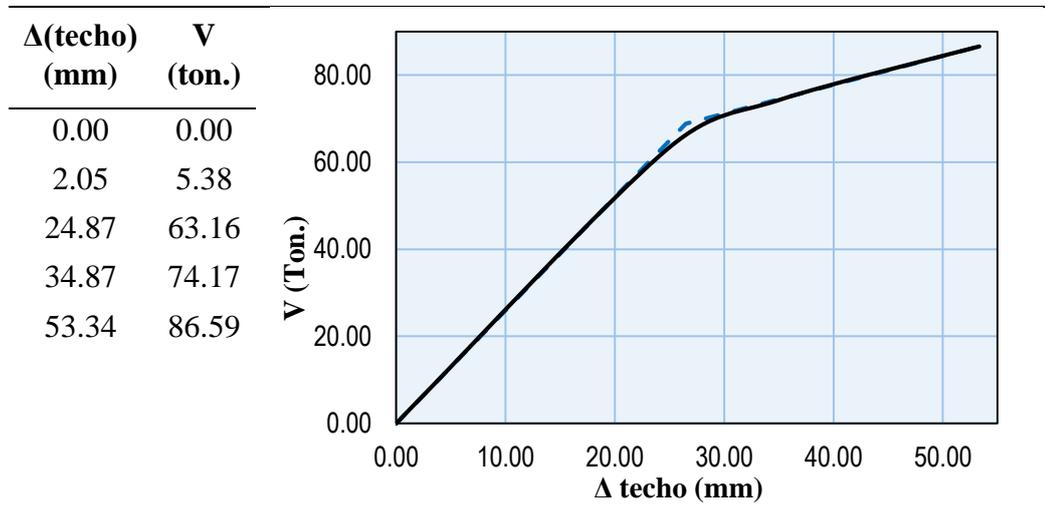
Fuente: Elaboración Propia.

3.11.6. Curva de capacidad de la edificación “E5”

A continuación, se presentan las curvas de capacidad para la edificación “E5” a partir del análisis estático no lineal (Pushover) en la dirección X-X e Y-Y.

Tabla 92

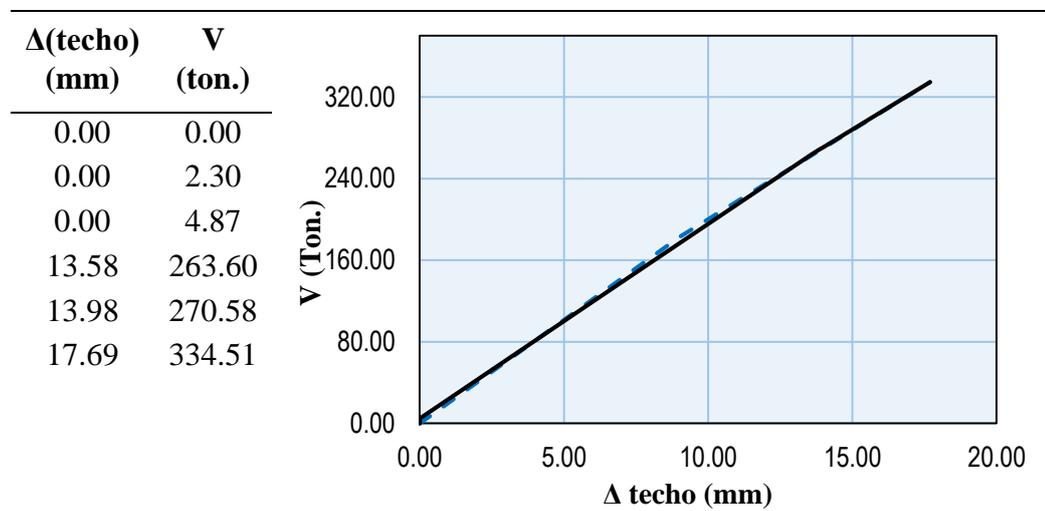
Valores de curva de capacidad en el eje X-X de “E5”



Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 93

Valores de curva de capacidad en el eje Y-Y de “E5”



Fuente: Elaboración Propia.

3.11.7. Elaboración del espectro de capacidad para la edificación “E5”

Para la elaboración de la curva del espectro de capacidad se siguió de acuerdo al procedimiento del ATC – 40, que son a partir de los datos del análisis dinámico lineal para su construcción de dichas curvas tal como se muestra en la tabla 94 y la tabla 95.

Tabla 94
 Conversión de curva de capacidad a espectro de capacidad de “E5” en X-X

Nivel	W_i (Ton.)	$\frac{W_i}{g}$	ϕ_i	$\frac{W_i\phi_i}{g}$	$\frac{W_i\phi_i^2}{g}$
Techo	53.343	5.438	1.000	5.438	5.438
Piso 1	164.307	16.749	0.570	9.542	5.436
Total	217.650	22.187		14.979	10.873
PF1 =	1.378	$\alpha_1 =$	0.930	$\phi_{techo,1} =$	1.000
Δ (techo) (mm)	V (ton.)	➔		Sd (mm)	Sa
0.00	0.00			0.00	0.000
2.05	5.38	$Sd = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \times \phi_{1,techo}}$		1.49	0.027
24.87	63.16			18.05	0.312
34.87	74.17	$Sa = \frac{V}{W_T \times \alpha_1}$		25.31	0.366
53.34	86.59			38.72	0.428
-	-			-	-

Fuente: Elaboración Propia

A continuación, se muestra los cuatro niveles de desempeño sísmico.

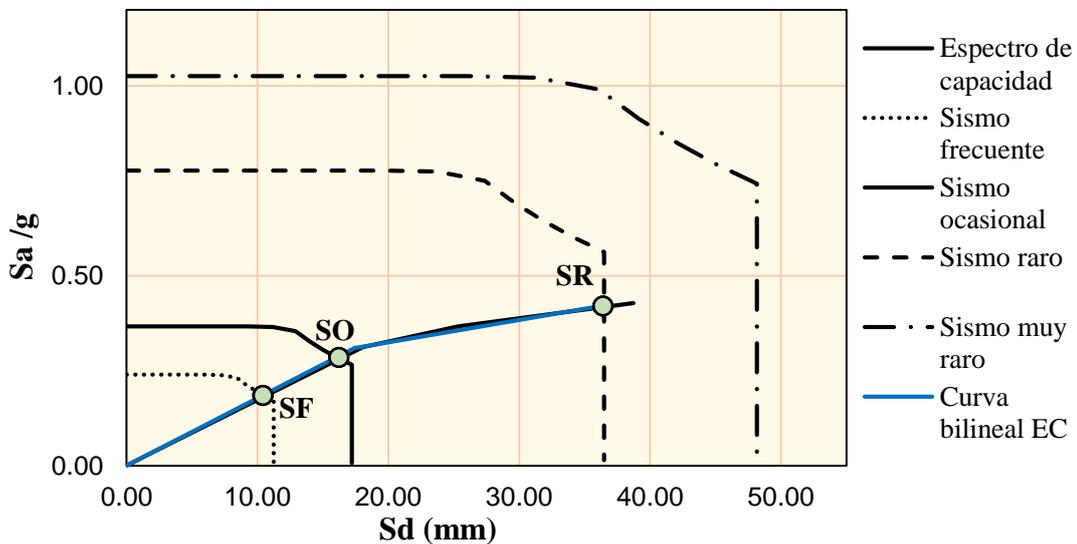


Figura 133. Punto de desempeño de la edificación de “E5” en X-X.

Fuente: Elaboración Propia.

De aquí se obtiene el desplazamiento objetivo del punto de desempeño para un nivel de sismo raro o de diseño según el ATC-40 de, $d_p = 36.40\text{mm}$ y $\alpha_p = 0.42g$, cumpliendo con la condición de $0.95d_{pi} \leq d_p \leq 1.05d_{pi}$.

Tabla 95
 Conversión de curva de capacidad a espectro de capacidad de "E5" en Y-Y

Nivel	W_i	$\frac{W_i}{g}$	ϕ_i	$\frac{W_i\phi_i}{g}$	$\frac{W_i\phi_i^2}{g}$
Techo	53.343	5.438	1.000	5.438	5.438
Piso 1	164.307	16.749	0.570	11.542	7.953
Total	217.650	22.187		16.979	13.391
PF1 =	1.268	$\alpha_1 =$	0.970	$\phi_{roof, 1} =$	1.000
$\Delta(\text{techo})$ (mm)	V (ton.)	\longrightarrow		Sd (mm)	Sa
0.00	0.00			0.00	0.000
0.00	2.30	$Sd = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \times \phi_{1,techo}}$		0.00	0.011
0.00	4.87			0.00	0.023
13.58	263.60	$Sa = \frac{V}{W_T \times \alpha_1}$		10.71	1.248
13.98	270.58			11.03	1.281
17.69	334.51			13.95	1.584

Fuente: Elaboración Propia

A continuación, se presenta el espectro de capacidad con los cuatro niveles de desempeño sísmico.

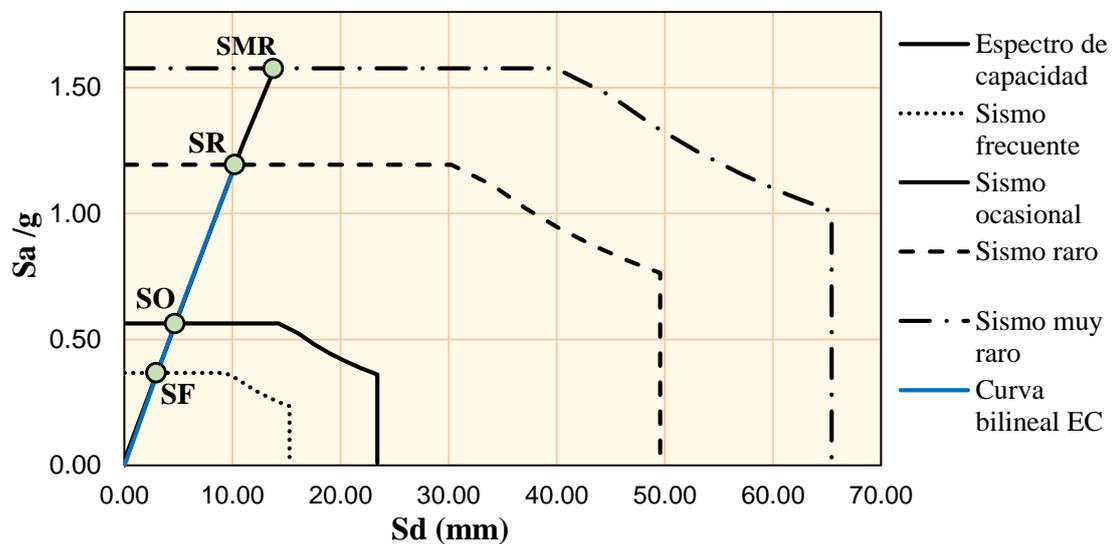


Figura 134. Punto de desempeño de la edificación de "E5" en Y-Y.

Fuente: Elaboración Propia.

De aquí se obtiene el desplazamiento objetivo del punto de desempeño para un nivel de sismo raro o de diseño según el ATC-40 de, $d_p = 10.20\text{mm}$ y

$$\alpha_p = 1.19\text{g}, \text{ cumpliendo con la condición de } 0.95d_{pi} \leq d_p \leq 1.05d_{pi} .$$

3.11.8. Sectorización de la curva de capacidad de la edificación “E5”

A continuación, se presenta la sectorización de la curva de capacidad para el Pushover en la dirección X-X.

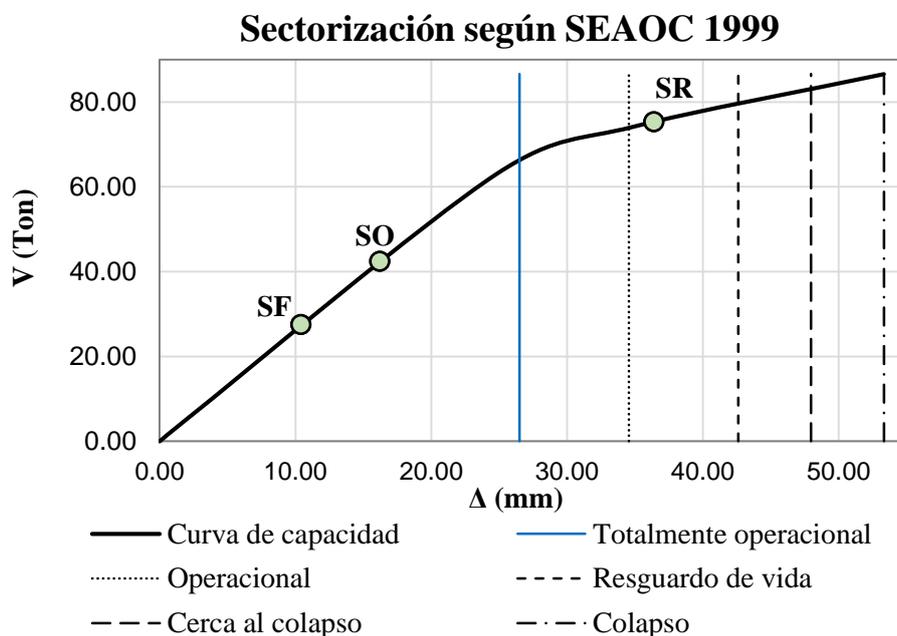


Figura 135. Sectorización de la curva de capacidad de “E5” en dirección X-X.

Fuente: Elaboración Propia.

A continuación, se muestra la sectorización de la curva de capacidad en la dirección Y-Y.

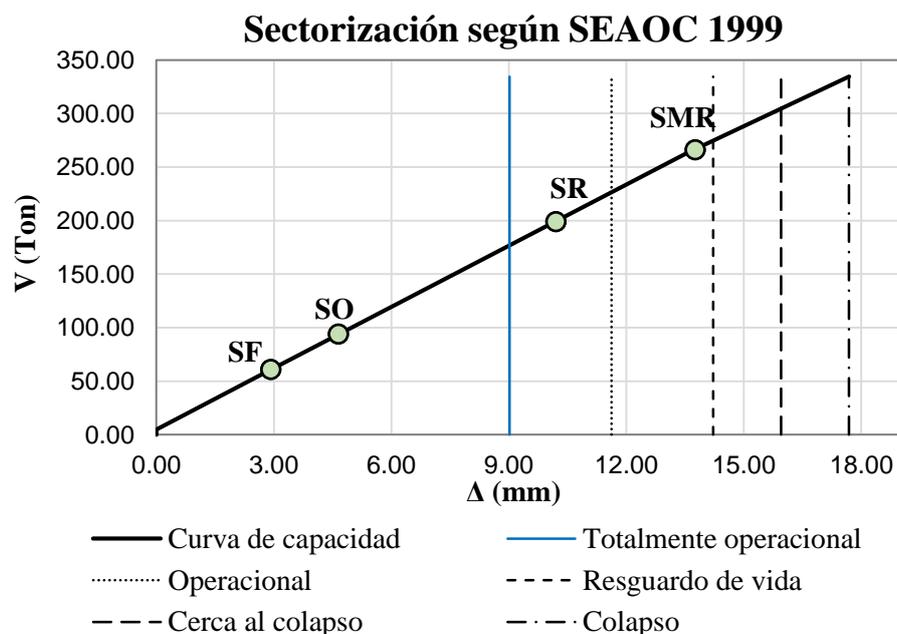


Figura 136. Sectorización de la curva de capacidad de “E5” en dirección Y-Y.

Fuente: Elaboración Propia.

3.11.9. Cálculo del daño medio global de la edificación “E5”

Para el cálculo del daño medio se utilizó la metodología propuesta por Miranda, para los factores de daño se utilizó la propuesta por Hwang y Huo (1994) y asociado para un nivel de desempeño de sismo raro según la propuesta del SEAOC 1999 tal como se muestra en la tabla 96.

Tabla 96
Cálculo del daño para la edificación “E5” en dirección X-X

$\Delta(\text{mm}) = 36.815$		$\gamma_o = 0.57 \%$	Dos pisos $\rho = 4.313$	
Nivel de desempeño	Estado de daño	Desplazamiento de techo (mm)	Distorsión γ (%)	Índice de daño D (%)
Totalmente operacional	Despreciable	26.50	0.41 %	5.00 %
Operacional	Leve	34.55	0.53 %	15.00 %
Resguardo de vida	Moderado	42.60	0.66 %	35.00 %
Cerca al colapso	Extenso	47.97	0.74 %	67.00 %
Colapso	Completo	53.34	0.82 %	100.00 %

Fuente: Elaboración Propia.

A continuación, se muestra la función de vulnerabilidad del daño esperado de 48.32 % para una distorsión de 0.56 % tal como se muestra en la figura 137.

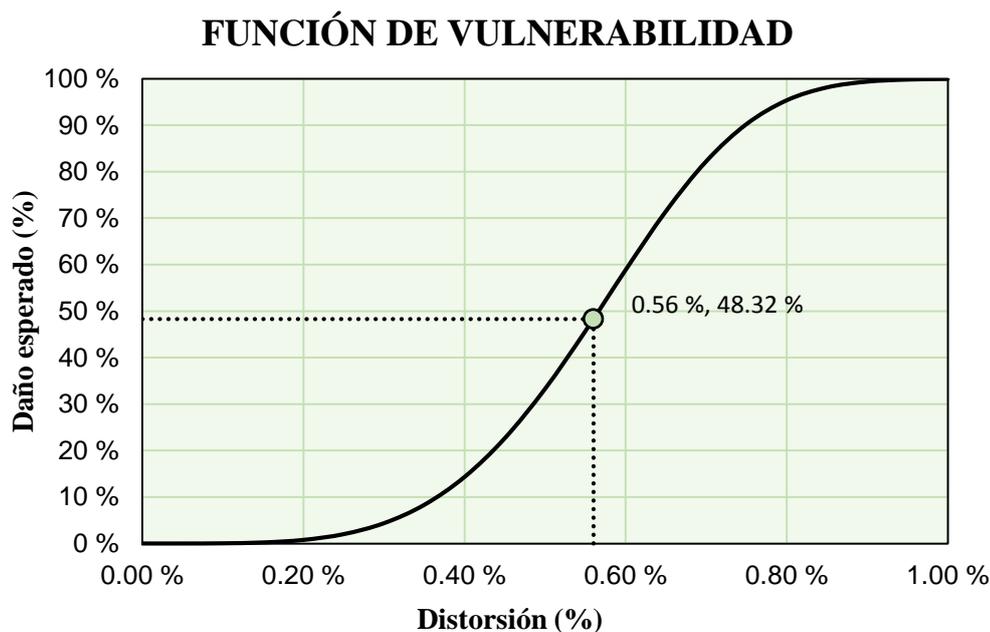


Figura 137. Daño esperado de la edificación “E5” para sismo en dirección X-X.

Fuente: Elaboración Propia.

A continuación, se muestra el daño calculado para el análisis Pushover en la dirección Y-Y, en el cual para el cálculo del daño medio se utilizó la metodología propuesta por Miranda, para los factores de daño se utilizó la propuesta por Hwang y Huo (1994) y asociado para un nivel de desempeño de sismo raro según la propuesta del SEAOC 1999

Tabla 97
Cálculo del daño de la edificación “E5” en dirección Y-Y

$\Delta(\text{mm}) = 12.353$		$\gamma_o = 0.19 \%$	Dos pisos $\rho = 4.4797$	
Nivel de desempeño	Estado de daño	Desplazamiento de techo (mm)	Distorsión γ (%)	Índice de daño D (%)
Totalmente operacional	Despreciable	9.02	0.14 %	5.00 %
Operacional	Leve	11.62	0.18 %	15.00 %
Resguardo de vida	Moderado	14.22	0.22 %	35.00 %
Cerca al colapso	Extenso	15.96	0.25 %	67.00 %
Colapso	Completo	17.69	0.27 %	100.00 %

Fuente: Elaboración Propia.

A continuación, se muestra la función de vulnerabilidad del daño esperado de 25.47 % y para una distorsión de 0.16 % tal como se muestra en la figura 138.

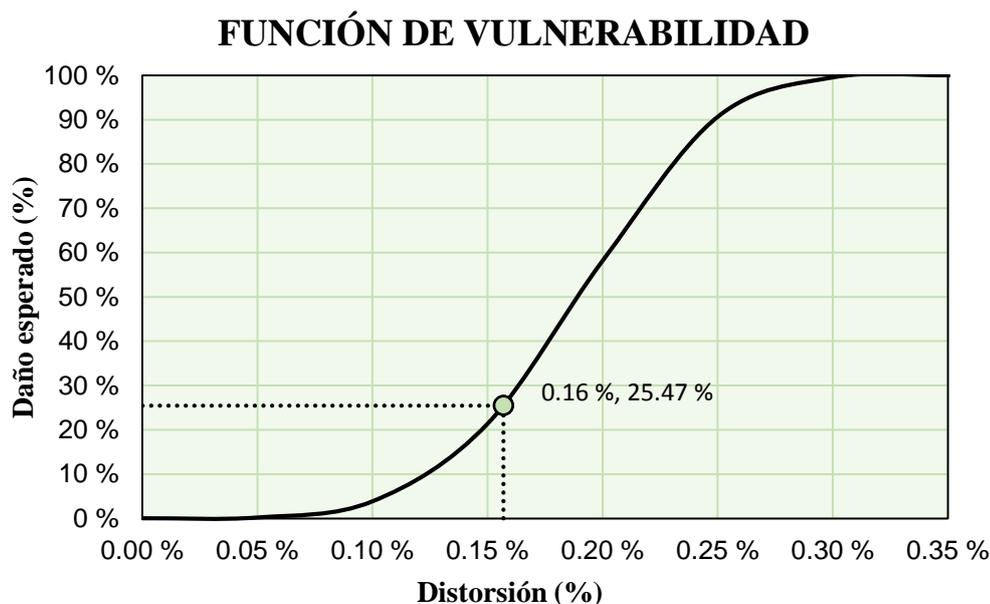


Figura 138. Daño esperado de la edificación “E5” para sismo en dirección Y-Y.

Fuente: Elaboración Propia.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. ANÁLISIS DE RESULTADOS

En los análisis de resultados se presenta las derivas de entrepiso, los niveles de desempeño a partir del análisis estático no lineal “Pushover” en el programa CSI-ETABS, y los daños probables global de las estructuras analizadas.

4.1.1. Derivas de entrepiso

Se presentan los resultados obtenidos del análisis dinámico lineal, correspondientes a las cinco (05) edificaciones, tomando estos resultados para la determinación de las derivas de entrepiso, de acuerdo a la propuesta de norma E.030 de diseño sismorresistente, en donde el valor límite de deriva de entrepiso es de 0.007 para edificaciones de concreto armado y 0.005 para albañilería, para una aceleración horizontal máxima (PGA) de “Z” igual a 0.25g que corresponde a la zona 2, de la provincia de Melgar, Puno.

Tabla 98
Derivas máximas de entrepiso, “E1”

Nivel	Caso de Carga	Material predominante	Deriva elástica obtenida	Deriva inelástica (0.75R)	Deriva según E.030	Comparación de las derivas
Techo	S. X-X	Pórticos	0.00144	0.00867	0.007	Excede
Piso 1	S. X-X	Pórticos	0.00048	0.00288	0.007	No excede
Techo	S. Y-Y	Albañilería	0.00057	0.00127	0.005	No excede
Piso 1	S. Y-Y	Albañilería	0.00135	0.003045	0.005	No excede

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 99
Derivas máximas de entrepiso, “E2”

Nivel	Caso de Carga	Material predominante	Deriva elástica obtenida	Deriva inelástica (0.75R)	Deriva según E.030	Comparación de las derivas
Techo	S. X-X	Albañilería	0.00031	0.00071	0.005	No excede
Piso 1	S. X-X	Albañilería	0.00071	0.00160	0.005	No excede
Techo	S. Y-Y	Pórticos	0.00143	0.00860	0.007	Excede
Piso 1	S. Y-Y	Pórticos	0.00229	0.01375	0.007	Excede

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 100
Derivas máximas de entrepiso, “E3”

Nivel	Caso de Carga	Material predominante	Deriva elástica obtenida	Deriva inelástica (0.75R)	Deriva según E.030	Comparación de las derivas
Techo	S. X-X	Albañilería	0.00051	0.00114	0.005	No excede
Piso 1	S. X-X	Albañilería	0.00092	0.00206	0.005	No excede
Techo	S. Y-Y	Pórticos	0.00060	0.00357	0.007	No excede
Piso 1	S. Y-Y	Pórticos	0.00053	0.00320	0.007	No excede

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 101
Derivas máximas de entrepiso, “E4”

Nivel	Caso de Carga	Material predominante	Deriva elástica obtenida	Deriva inelástica (R)	Deriva según E.030	Comparación de las derivas
Techo	S. X-X	Albañilería	0.00061	0.00182	0.005	No excede
Piso 2	S. X-X	Albañilería	0.00155	0.00464	0.005	No excede
Piso 1	S. X-X	Albañilería	0.00174	0.00522	0.005	Excede
Techo	S. Y-Y	Pórticos	0.00127	0.01012	0.007	Excede
Piso 2	S. Y-Y	Pórticos	0.00157	0.01257	0.007	Excede
Piso 1	S. Y-Y	Pórticos	0.00151	0.01204	0.007	Excede

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 102
Derivas máximas de entrepiso, “E5”

Nivel	Caso de Carga	Material predominante	Deriva elástica obtenida	Deriva inelástica (0.75R)	Deriva según E.030	Comparación de las derivas
Techo	S. X-X	Pórticos	0.00145	0.00870	0.007	Excede
Piso 1	S. X-X	Pórticos	0.00245	0.01468	0.007	Excede
Techo	S. Y-Y	Albañilería	0.00036	0.00082	0.005	No excede
Piso 1	S. Y-Y	Albañilería	0.00088	0.00197	0.005	No excede

Fuente: Elaboración Propia.

En las tablas 98 a 102 se muestran los resultados del análisis de derivas de entrepiso en el cual se observa que las edificaciones “E1” “E2”, “E4” y “E5” exceden las derivas de entrepiso en dirección de los pórticos según la norma de E.030 de diseño sísmoresistente y para la edificación “E3” de dos pisos, no excede las derivas de entrepiso en uno de sus niveles.

A continuación, en la figura 140 y figura 141, se muestra las derivas de entrepiso para un análisis dinámico lineal en la dirección de los pórticos y albañilería de las cinco (05) edificaciones educativas evaluadas del presente trabajo de investigación de acuerdo a la norma E.030-2016 de diseño sísmoresistente.

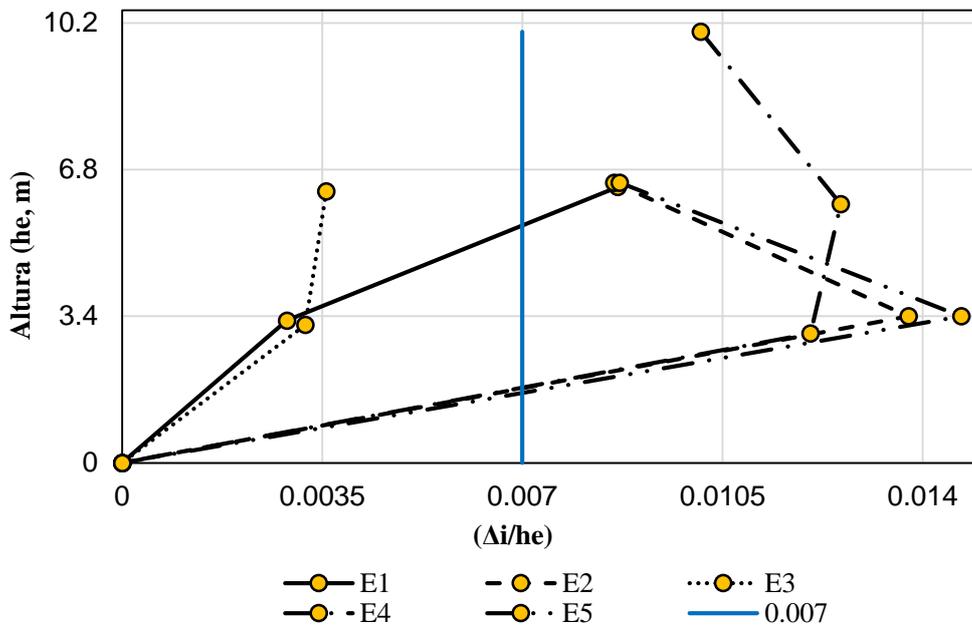


Figura 139. Derivas de entrepiso en dirección de pórticos.

Fuente: Elaboración Propia.

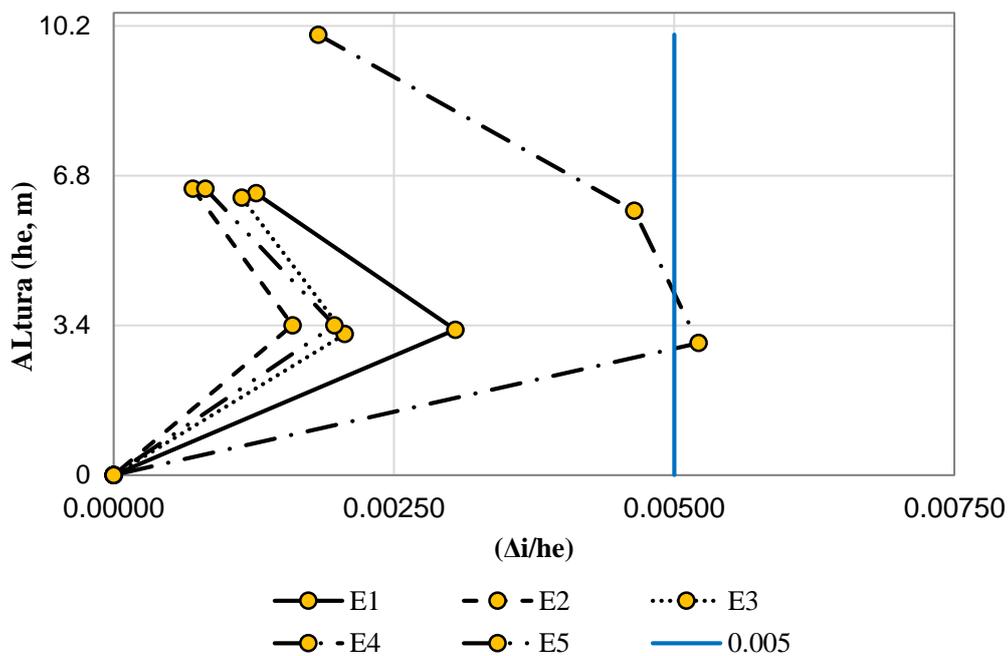


Figura 140. Derivas de entrepiso en dirección de la albañilería

Fuente: Elaboración Propia.

4.1.2. Nivel de desempeño

En las siguientes tablas del 103 a 107 se muestran los niveles de desempeño, obtenidos en las direcciones de X-X y Y-Y y para una aceleración de $Z = 0.25g$ que es para un sismo raro a partir de la propuesta de SEAOC 1999 y una magnitud de 6.0 en la escala de Richter y escalados para los otros niveles de peligro sísmico que son para un sismo frecuente $Z = 0.077g$, para un sismo ocasional de $Z = 0.118g$ y para un sismo muy raro que es de $Z = 0.32g$, en el cual están limitados por valores a partir de la sectorización del espectro de capacidad para un nivel Totalmente operacional “TO”, Operacional “O” y resguardo de vida “RV”.

Tabla 103
Niveles de desempeño para la edificación “E1”

Dirección	Nivel de peligro sísmico	Punto de desempeño	Sectorización de los desplazamientos	Objetivo de desempeño
S. X-X (Pórticos)	Sismo frecuente	3.78 mm	TO, [0 - 15.86) mm	Cumple
	Sismo ocasional	6.00 mm	TO, [0 - 15.86) mm	Cumple
	Sismo raro	14.20 mm	O, [15.86 - 23.13) mm	Cumple
	Sismo muy raro	21.00 mm	RV, [23.13 - 30.40) mm	Cumple
S. Y-Y (Albañilería)	Sismo frecuente	3.28 mm	TO, [0 - 12.40) mm	Cumple
	Sismo ocasional	5.10 mm	TO, [0 - 12.40) mm	Cumple
	Sismo raro	10.54 mm	O, [12.40 - 17.23) mm	Cumple
	Sismo muy raro	14.16 mm	RV, [17.23 - 22.06) mm	Cumple

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 104
Niveles de desempeño para “E2”

Dirección	Nivel de peligro sísmico	Punto de desempeño	Sectorización de los desplazamientos	Objetivo de desempeño
S. X-X (Albañilería)	Sismo frecuente	3.32 mm	TO, [0 - 7.00) mm	Cumple
	Sismo ocasional	5.10 mm	TO, [0 - 7.00) mm	Cumple
	Sismo raro	10.80 mm	O, [7.00 - 13.41) mm	Cumple
	Sismo muy raro	14.44 mm	RV, [13.41 - 19.83) mm	Cumple
S. Y-Y (Pórticos)	Sismo frecuente	9.60 mm	TO, [0 - 22.84) mm	Cumple
	Sismo ocasional	14.82 mm	TO, [0 - 22.84) mm	Cumple
	Sismo raro	34.96 mm	O, [22.84 - 31.29) mm	No cumple
	Sismo muy raro	-	RV, [31.29 - 39.73) mm	No cumple

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 105
Niveles de desempeño para la edificación “E3”

Dirección	Nivel de peligro sísmico	Punto de desempeño	Sectorización de los desplazamientos	Objetivo de desempeño
S. X-X (Albañilería)	Sismo frecuente	3.20 mm	TO, [0 - 8.82) mm	Cumple
	Sismo ocasional	4.95 mm	TO, [0 - 8.82) mm	Cumple
	Sismo raro	10.64 mm	O, [8.82 - 10.80) mm	Cumple
	Sismo muy raro	-	RV, [10.80 - 12.78) mm	No cumple
S. Y-Y (Pórticos)	Sismo frecuente	4.44 mm	TO, [0 - 20.47) mm	Cumple
	Sismo ocasional	7.00 mm	TO, [0 - 20.47) mm	Cumple
	Sismo raro	14.44 mm	O, [20.47 - 25.74) mm	Cumple
	Sismo muy raro	23.38 mm	RV, [25.74 - 31.00) mm	Cumple

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 106
Niveles de desempeño para la edificación “E4”

Dirección	Nivel de peligro sísmico	Punto de desempeño	Sectorización de los desplazamientos	Objetivo de desempeño
S. X-X (Albañilería)	Sismo frecuente	3.30 mm	TO, [0 - 7.32) mm	Cumple
	Sismo ocasional	5.16 mm	TO, [0 - 7.32) mm	Cumple
	Sismo raro	13.96 mm	O, [7.32 - 11.11) mm	No cumple
	Sismo muy raro	-	RV, [11.11 - 14.89) mm	No cumple
S. Y-Y (Pórticos)	Sismo frecuente	6.07 mm	TO, [0 - 12.86) mm	Cumple
	Sismo ocasional	9.92 mm	TO, [0 - 12.86) mm	Cumple
	Sismo raro	27.88 mm	O, [12.86 - 23.17) mm	No cumple
	Sismo muy raro	-	RV, [23.17 - 33.49) mm	No cumple

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 107
Niveles de desempeño para la edificación “E5”

Dirección	Nivel de peligro sísmico	Punto de desempeño	Sectorización de los desplazamientos	Objetivo de desempeño
S. X-X (Pórticos)	Sismo frecuente	10.42 mm	TO, [0 - 26.50) mm	Cumple
	Sismo ocasional	16.22 mm	TO, [0 - 26.50) mm	Cumple
	Sismo raro	36.40 mm	O, [26.50 - 34.55) mm	No cumple
	Sismo muy raro	-	RV, [34.55 - 42.60) mm	No cumple
S. Y-Y (Albañilería)	Sismo frecuente	2.92 mm	TO, [0 - 9.02) mm	Cumple
	Sismo ocasional	4.65 mm	TO, [0 - 9.02) mm	Cumple
	Sismo raro	10.20 mm	O, [9.02 - 11.62) mm	Cumple
	Sismo muy raro	13.76 mm	RV, [11.62 - 14.22) mm	Cumple

Fuente: Elaboración Propia.

En las tablas anteriores se muestra que, para la edificación “E1” cumple con los objetivos de desempeño propuesto para ambas direcciones de sismo, y las edificaciones “E2” “E3” y “E5” no cumplen con los objetivos de desempeño en la dirección de los pórticos para un sismo raro y muy raro y en la edificación “E4” no cumple con el nivel de desempeño en ambas direcciones para un sismo raro y muy raro, debido a que presenta una irregularidad en planta.

A continuación, se muestra las derivas máximas de techo según SEAOC 1999.

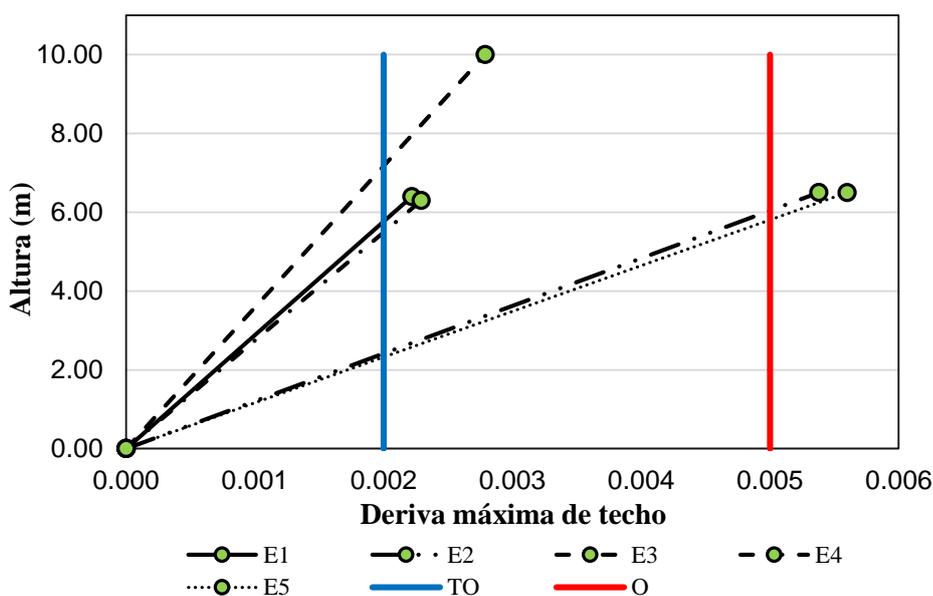


Figura 141. Derivas máximas de techo en dirección de pórticos

Fuente: Elaboración Propia.

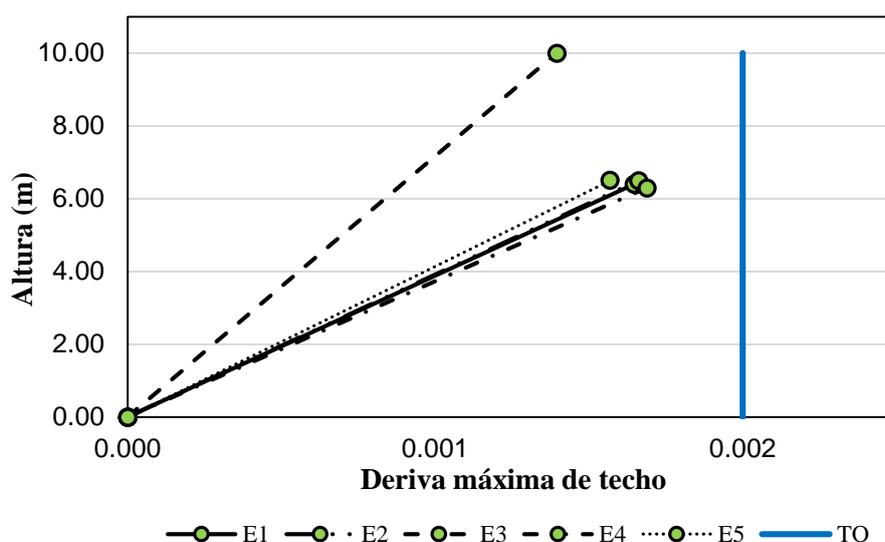


Figura 142. Derivas máximas de techo en dirección de la albañilería

Fuente: Elaboración Propia.

En las figuras 141 y 142 se muestran las derivas máximas de techo para las cinco edificaciones educativas públicas, en el cual se muestra que en la dirección de pórticos las derivas alcanzan su máximo desplazamiento por lo que las edificaciones “E2” y “E5” sobrepasan los valores permitidos de 0.5% propuesto por el SEAOC 1999, mientras que en la dirección de albañilería cumple para todas las direcciones para un nivel de sismo raro.

4.1.3. Daño global esperado

En la tabla 108 se muestra el cálculo de los estados de daño, a partir de la distorsión máxima calculada para un nivel de sismo raro y la distorsión de las tablas 40, 41, 55, 56, 69, 70, 83, 84, 96 y 97 para cada edificación.

Tabla 108

Cálculo de los estados de daño a partir de la distorsión máxima calculada

Descripción	Dirección del sismo	Desplazamiento máximo calculado	Distorsión máxima calculada (%)	Porcentaje de daño (%)	Estado de daño
E1	S. X-X	14.20 mm	0.22 %	10.24 %	Despreciable
	S. Y-Y	10.54 mm	0.25 %	8.50 %	Despreciable
E2	S. X-X	10.80 mm	0.25 %	28.34 %	Leve
	S. Y-Y	34.96 mm	0.54 %	55.84 %	Moderado
E3	S. X-X	10.64 mm	0.25 %	38.57 %	Leve
	S. Y-Y	14.44 mm	0.23 %	3.11 %	Despreciable
E4	S. X-X	13.96 mm	0.21 %	64.88 %	Moderado
	S. Y-Y	27.88 mm	0.28 %	55.45 %	Moderado
E5	S. X-X	36.40 mm	0.56 %	48.32 %	Moderado
	S. Y-Y	10.20 mm	0.23 %	25.47 %	Leve

Fuente: Elaboración Propia.

Segun la tabla 108 se tiene que las edificaciones “E1” y “E3” tendrían un daño leve y despreciable, mientras que las edificaciones “E2” y “E5” tendrían un estado daño leve y moderado para la dirección de albañilería y pórticos respectivamente y la edificación “E5” tendría un daño moderado para ambas direcciones debido a que presenta una gran irregularidad en planta.

A continuación, se presenta las funciones de vulnerabilidad en función de la distorsión y el porcentaje de daño para cada una de las instituciones educativas en dirección de pórticos y albañilería tal y como se muestra en las figuras 139 y 140 respectivamente.

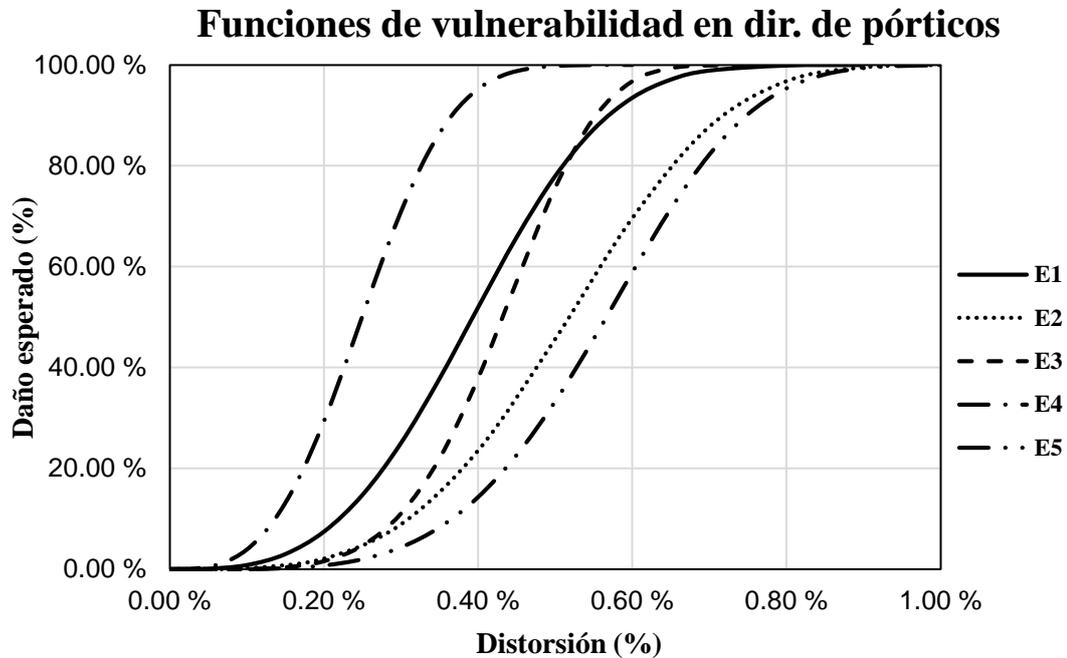


Figura 143. Funciones de vulnerabilidad en dirección de pórticos.

Fuente: Elaboración Propia.

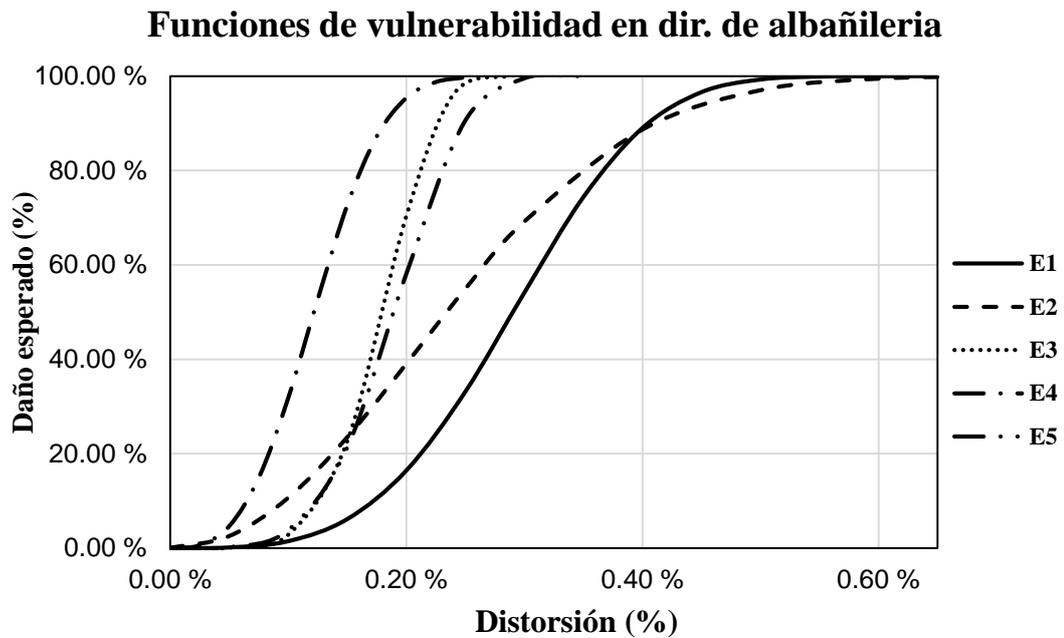


Figura 144. Funciones de vulnerabilidad en dirección de albañilería.

Fuente: Elaboración Propia.

4.1.4. Cálculo de la vulnerabilidad sísmica

A continuación, se muestra el cálculo de la vulnerabilidad sísmica a partir de los valores propuestos del INDECI mostrados en la tabla 4 que varían en porcentajes de 25%, en el cual la vulnerabilidad está representada en función del porcentaje de daño global esperado.

Tabla 109

Cálculo de la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones educativas

EDIFICACIÓN	NIVEL DE DESEMPEÑO (Tabla 103 a 107)	Estado de daño	PORCENTAJE DE DAÑO (%)	VULNERABILIDAD SÍSMICA (Tabla 04)
E1 Dirección X-X	Totalmente operacional	Despreciable	10.24 %	Vulnerabilidad baja
E1 Dirección Y-Y	Operacional	Despreciable	8.50 %	Vulnerabilidad baja
E2 Dirección X-X	Operacional	Leve	28.34 %	Vulnerabilidad media
E2 Dirección Y-Y	Resguardo de vida	Moderado	55.84 %	Vulnerabilidad alta
E3 Dirección X-X	Operacional	Leve	38.57 %	Vulnerabilidad media
E3 Dirección Y-Y	Totalmente operacional	Despreciable	3.11 %	Vulnerabilidad baja
E4 Dirección X-X	Resguardo de vida	Moderado	64.88 %	Vulnerabilidad alta
E4 Dirección Y-Y	Resguardo de vida	Moderado	55.45 %	Vulnerabilidad alta
E5 Dirección X-X	Resguardo de vida	Moderado	48.32 %	Vulnerabilidad media
E5 Dirección Y-Y	Operacional	Leve	25.47 %	Vulnerabilidad media

Fuente: Elaboración Propia.

En la tabla 109 se muestra que la edificación “E1” presenta una vulnerabilidad baja en ambas direcciones de sismo, la edificación “E2” presenta una vulnerabilidad alta en la dirección de X-X y una vulnerabilidad alta en la dirección Y-Y o eje de pórticos, la edificación “E3” presenta una vulnerabilidad media en la dirección de X-X y una vulnerabilidad baja en la dirección de Y-Y, la edificación “E4” presenta una vulnerabilidad alta en ambas direcciones y la edificación “E5” presenta una vulnerabilidad media en ambas direcciones.

4.2. CONTRASTACIÓN Y DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

En las figuras 143 y 144 se muestran las funciones de vulnerabilidad para dos y tres pisos en la dirección de los pórticos, donde según Martínez C., Bocanegra N. (2011) y Quiroz (2017) para una aceleración de suelo de $PGA = 0.45g$ las distorsiones máximas son mayores para niveles de dos y tres pisos comparados con la presente investigación debido a que están ubicados en diferentes zonas y la poca capacidad de incursionar en el rango inelástico de las edificaciones analizadas.

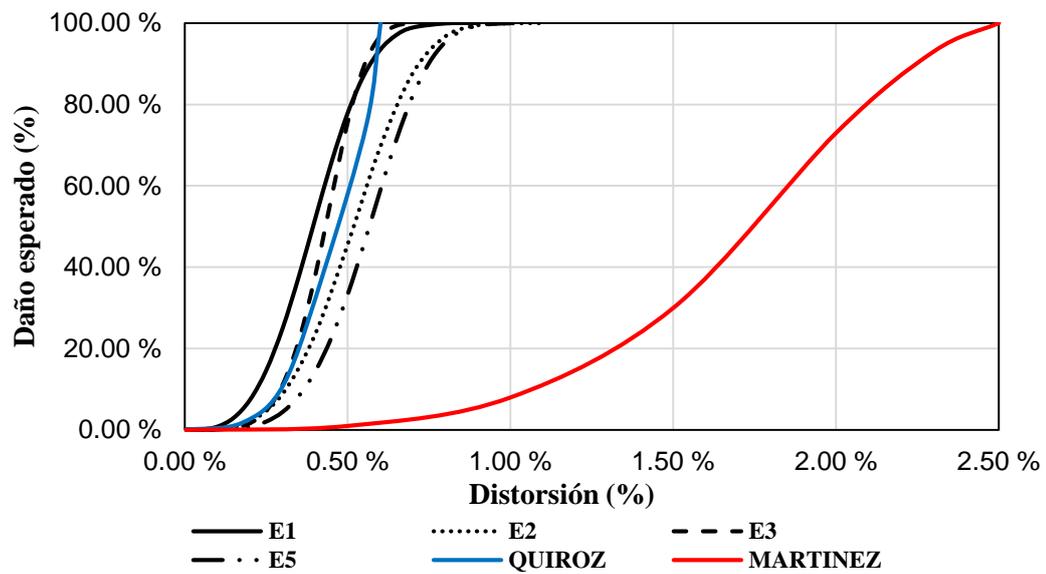


Figura 145. Funciones de vulnerabilidad para dos pisos.

Fuente: Elaboración Propia.

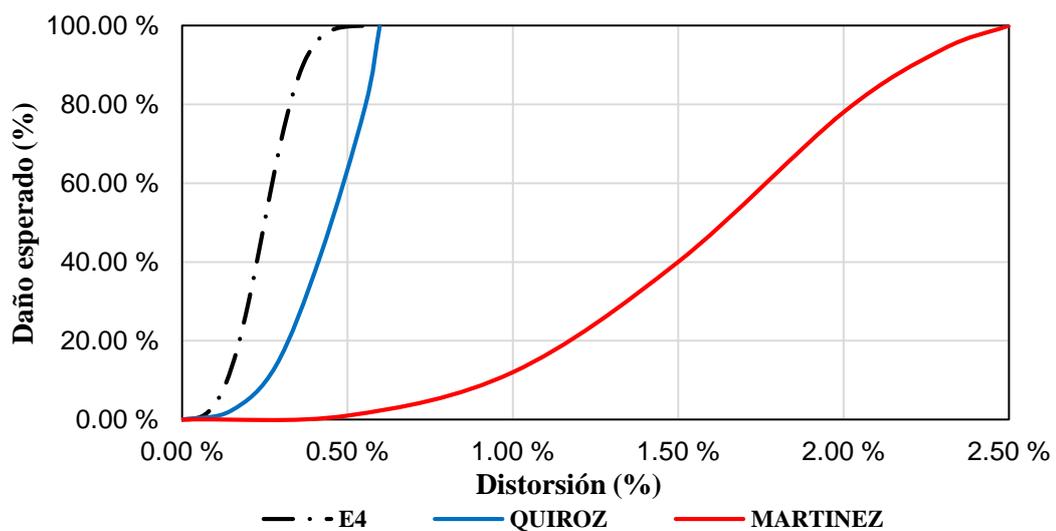


Figura 146. Funciones de vulnerabilidad para tres pisos.

Fuente: Elaboración Propia.

En la tabla 110 se muestra la comparación de los resultados con los antecedentes de investigación regional, respecto a los estados de daño obtenido, debido a que, en la presente investigación se trabajó con la probabilidad de daño medio y los índices del SEAOC 1999. Por el cual se observa que, para una aceleración de 0.25g el estado de daño máximo es moderado y mientras para una aceleración de 0.30g y 0.35g el estado de daño máximo es severo.

Tabla 110
Contrastación de los resultados a partir de los antecedentes

Nro.	DESCRIPCIÓN	AÑO DE CONSTR.	Nro. Pisos	DIRECCIÓN X-X		DIRECCIÓN Y-Y	
				Probabilidad de daño	Estado de daño	Probabilidad de daño	Estado de daño
Presente investigación, (PGA = 0.25g)							
1	E1	2005	02	10.24 %	Despreciable	8.50 %	Despreciable
2	E2	2008	02	28.34 %	Leve	55.84 %	Moderado
3	E3	2002	02	38.57 %	Leve	3.11 %	Despreciable
4	E4	1995	03	64.88 %	Moderado	55.45 %	Moderado
5	E5	1998	02	48.32 %	Moderado	25.47 %	Leve
Cárdenas y Ccama (2013) para I.E.S., (PGA = 0.30g)							
1	Politécnico Huáscar	2010	02	100 %	Sin daño	10 %	Moderado
2	San José	2006	02	25 %	Moderado	2 %	Leve
3	Aplicación UNA	2003	02	36 %	Moderado	27 %	Leve
4	María Auxiliadora	2002	03	95 %	Moderado	40 %	Moderado
5	Comercial Nro. 45	1991	03	100 %	Moderado	2 %	Moderado
6	Industrial Nro. 32	1985	02	29 %	Moderado	73 %	Moderado
7	Santa Rosa	1980	02	100 %	Moderado	1 %	Moderado
8	Independencia Nacional	1975	01	52 %	Leve	100 %	Sin daño
9	José Antonio Encinas	1974	01	65 %	Leve	2 %	Moderado
Choqueza y Molluni (2018), (PGA = 0.35g)							
1	I.E.P. Sagrado Corazón de Jesús – bloque A	-	02	34.23 %	Moderado	-	-
2	I.E.P. Sagrado Corazón de Jesús – bloque B	-	02	10.73 %	Severo	-	-
3	I.E.I. Sagrado Corazón de Jesús	-	02	37.16 %	Moderado	-	-
4	I.E.S.A. Ocuvi bloque A	-	02	71.23 %	Moderado	-	-

Fuente: Elaboración Propia.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIÓN GENERAL

La presente investigación, demuestra que a través de la metodología propuesta por Miranda es posible estimar razonablemente el porcentaje de vulnerabilidad sísmica de las edificaciones educativas públicas de concreto armado de la ciudad de Ayaviri a partir de los daños estructurales. Por lo que se concluye que las edificaciones “E2” y “E4” presentan una vulnerabilidad alta, mientras que las edificaciones “E3” y “E5” presenta una vulnerabilidad media y la edificación “E1” presenta una vulnerabilidad baja, frente a una solicitación sísmica de (PGA) igual a 0.25g (zona 2) según la propuesta del RNE E.030 - 2016.

5.2. CONCLUSIONES ESPECÍFICAS

5.2.1. Conclusión específica 01

Se concluye que el 80% de las edificaciones educativas públicas de concreto armado de la ciudad de Ayaviri, exceden el valor límite de deriva de entrepiso (0.007) y el 10% no excede el valor límite en la dirección de pórticos y el 80% no exceden el valor límite de deriva de entrepiso (0.005) y solo el 10% excede dicho límite en la dirección de la albañilería.

- Las edificaciones “E1”, “E2”, “E4” y “E5” presentan derivas de entrepiso que exceden el valor límite según lo establecido por la norma E.030 – 2016 mientras que la edificación “E3” no excede los valores límite en la dirección de los pórticos.
- Las edificaciones “E1”, “E2”, “E3” y “E5” presentan derivas de entrepiso que no exceden el valor límite según lo establecido por la norma E.030 – 2016 mientras que la edificación “E4” excede los valores límite en la dirección de la albañilería.

5.2.2. Conclusión específica 02

Se concluye que el 40% de las edificaciones educativas, cumple con los objetivos de desempeño “operacional” según lo establecido por el SEAOC 1999, y el 40% de las edificaciones educativas no cumple en la dirección de pórticos con

el objetivo de desempeño, y el 20 % no cumple con los objetivos de desempeño en ambas direcciones por lo que se encuentra en un nivel de desempeño de “Resguardo de vida”, esto para un sismo raro.

- La edificación “E1”, presenta un nivel de desempeño “totalmente operacional” en dirección de X-X y un nivel de desempeño “operacional” en dirección Y-Y.
- La edificación “E2”, presenta un nivel de desempeño “operacional” en dirección de X-X y un nivel de desempeño de “resguardo de vida” en dirección Y-Y.
- La edificación “E3”, presenta un nivel de desempeño “operacional” en dirección de X-X y un nivel de desempeño “totalmente operacional” en dirección Y-Y.
- La edificación “E4” presenta un nivel de desempeño de “Resguardo de vida” en ambas direcciones.
- La edificación “E5”, presenta un nivel de desempeño “resguardo de vida” en dirección de X-X y un nivel de desempeño “operacional” en dirección Y-Y.

5.2.3. Conclusión específica 03

Se concluye que, para diversos valores de porcentaje de daño, asociados a los estados de daño. El 40% de las edificaciones educativas, presentan un estado de daño “leve” y “despreciable, mientras que el 40 % presenta un estado de daño “leve” y “moderado” y el 20% de las edificaciones educativas presenta un estado de daño “moderado” en ambas direcciones, para un nivel de sismo raro.

- La edificación “E1” presenta un daño medio global de 10.24 % en dirección X-X y un daño medio global de 8.50 % en dirección Y-Y.
- La edificación “E2” presenta un daño medio global de 28.34 % en dirección X-X y un daño medio global de 55.84 % en dirección Y-Y.
- La edificación “E3” presenta un daño medio global de 38.57 % en dirección X-X y un daño medio global de 3.11 % en dirección Y-Y.
- La edificación “E4” presenta un daño medio global de 64.88 % en dirección X-X y un daño medio global de 55.45 % en dirección Y-Y.
- La edificación “E5” presenta un daño medio global de 48.32 % en dirección X-X y un daño medio global de 25.47 % en dirección Y-Y.

5.3. RECOMENDACIONES

5.3.1. Recomendación general

La metodología propuesta en esta investigación presenta muchas simplificaciones, pero puede mejorarse, si se consideran: tal es el caso del comportamiento no lineal de la edificación mediante el análisis dinámico no lineal que se estimarían con más proximidad la vulnerabilidad de las edificaciones, así también para la obtención de la resistencia del concreto en situ, se emplearía el ensayo de la diamantina para poder tener datos reales de los elementos estructurales.

5.3.2. Recomendación específica 01

Según los resultados obtenidos de las derivas de entrepiso en el análisis dinámico lineal, tuvieron valores de desplazamiento que sobrepasó el valor límite según la norma E.030 - 2016 en la dirección de pórticos, por lo que se recomienda rigidizar en los elementos estructurales “columnas” en mencionada dirección mediante encamisado o ensanche con alerones, ya que las columnas son de secciones rectangulares y en dirección de los muros de albañilería.

5.3.3. Recomendación específica 02

Para el cálculo del punto de desempeño de la estructura se recomienda utilizar otros factores, como los coeficientes de ductilidad para la reducción de los espectros, los cuales no están considerados en el ATC 40, así también se recomienda el uso del FEMA 356 y FEMA 440 para hallar el punto de desempeño de la estructura y así realizar la comparación de dicho desplazamiento inelástico con otras recomendaciones.

5.3.4. Recomendación específica 03

Para el cálculo del daño se utilizó en la presente investigación la metodología propuesta por Miranda, lo cual dicho procedimiento es simplificado para estimar el daño esperado. En lo cual se recomienda el uso del Análisis Dinámico Incremental computacional (IDA) para estimar los daños globales de la edificación, así también se recomienda utilizar la metodología propuesta por HAZUS que es a través de las curvas de fragilidad para estimar la probabilidad de daño, en los diferentes estados de daño.

REFERENCIAS

- ACI-228.2R. (1998). *Nondestructive Test Methods for Evaluation of Concrete in Structures*. United State: ACI Committee.
- Alonso, J. (2014). *Vulnerabilidad sísmica de edificaciones*. (primera ed.). Guayaba, Venezuela.
- Altoontash, A. (2004). *Simulation and damage models for performance assessment of reinforced concrete beams – column joints*. Stanford University, England: Degree of philosophy.
- Alvarado, S. (2014). *Aportes Metodológicos en la estimación de tamaños de muestra en estudios poblacionales de prevalencia*. Universidad Autónoma de Barcelona, Barcelona, España.
- ASCE/SEI 41-13. (2013). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Building*. Virginia, United State: American Society of Civil Engineers.
- ASTM C-805. (1997). *Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete*. United State.
- ATC (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. Redwood City, California, United State: Technical report ATC-40 Applied Technology Council.
- 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.
- Cárdenas, C. L., & Ccama, A. H. (2013). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las infraestructuras educativas de concreto armado en la ciudad de Puno* (tesis de pregrado). Universidad Nacional del Altiplano, Puno, Perú.
- Chacón, R., & Paz, I. (2016). *Análisis de desempeño sísmico de los edificios escolares típicos 780 post 97 de la costa peruana* (tesis de maestría). Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.
- Choqueza, W., & Molluni J. L. (2018). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones públicas de concreto armado en la zona urbana del distrito de Ocuvi, prov. Lampa* (tesis de pregrado). Universidad Nacional del Altiplano, Puno, Perú.
- Chunque, J. (2013). *Nivel de Desempeño Sísmico el Edificio 'A' de la Universidad Privada del Norte - Sede Cajamarca* (tesis de pregrado). Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca, Perú.
- COEN-INDECI. (2019). *Movimiento sísmico magnitud 7.0 en el departamento de Puno*. Centro de Operaciones de Emergencia Nacional, Lima, Perú.
- Córdova, M. (2003). *Estadística Descriptiva e Inferencial* (quinta ed.). Lima, Perú: Editorial MOSHERA.
- Crisafulli, F. (1997). *Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills*. University of Canterbury Christchurch, New Zealand: Degree of doctor of philosophy in civil engineering

- Elnashai, A., y Di Sarno, L., (2008). *Fundamentals of earthquake engineering*. John Wiley & Sons, England.
- FEMA 356 (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington, D.C.
- Gómez, J. (1987). *Determinación del índice esclerométrico en hormigones: factores que lo afectan*. Ingeniería e Investigación.
- Gutiérrez, E., y Vladimirovna, O. (2016). *Estadística Inferencial I para Ingeniería y Ciencias* (1ra. ed.). Azcapotzalco, México: Grupo Editorial Patria.
- INDECI. (2006). *Manual Básico para la estimación de riesgo*. Instituto Nacional de Defensa Civil, Lima, Perú.
- Hernández, R., Fernández, C., Baptista, L. (2014). *Metodología de la investigación* (1th ed.). México: Editorial McGRAW - HILL INTERAMERICANA
- Mander, J., Priestley, M., y Park, R. (1988). *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*, USA, ASCE.
- Martínez, C., y Bocanegra, N. (2011). *Cálculo de pérdidas probables por sismo para colegios modernos del INFES*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Mesta, C. (2014). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones comunes en la ciudad de Pimentel*. (tesis de pregrado). Universidad de San Martín de Porres, Chiclayo, Perú.
- Miranda, E., Ordaz M., Reinoso E., y Pérez, E. (1998). *Seismic loss estimation model for México city* (12th) World Conference on Earthquake Engineering (12WCEE 2000).
- Muñoz, A., Blondet, M., Quispe, D., y Álvarez, A. (2001). *Vulnerabilidad Sísmica de los Colegios Peruanos Modernos*. Ponencia presentada en el XIII Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Puno.
- Navarro, C., & Fernández, J. (2006). *Desempeño sísmico de un edificio aparcado de seis pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones* (tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- NTP 339.181. (2011). *Método de ensayo para determinar el número de rebote del hormigón (concreto)*. Norma Técnica Peruana, Perú.
- NBR 7584. (1995). *“Concreto endurecido - Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão”*. Norma Brasileña, Brasil.
- Orrillo, J. (2014). *Desempeño Sismorresistente del edificio “2H” de la Universidad Nacional de Cajamarca* (tesis de pregrado). Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca, Perú.
- Palomino, J., y Tamayo, R. (2016). *Evaluación probabilista del riesgo sísmico de hospitales en Lima con plataforma CAPRA*. Lima, Perú.
- Park, R., y Paulay, T. (1980). *Estructuras de Concreto Reforzado*, México.

- Paulay, R., y Priestley, M., (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. John Wiley & Sons, United States of America.
- Perez, C., (2010). *Técnicas de muestreo estadístico* (primera ed.). Madrid, España: Ibergarceta publicaciones.
- Quiroz, E. (2017). *Vulnerabilidad sísmica de una edificación escolar típica módulo 780 pre ndsr-1997 mediante modelos no lineales* (tesis de maestría). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). (2016). Norma Técnica de Edificación NTE. Lima, Perú.
- Saito, T. (2011). *Structural Earthquake Response Analysis 3D*, (version 3.2.), Japan: Building Research Institute
- SEAOC Blue Book. (1999). *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary*. Seismology Committee, Sacramento California, United State: Structural Engineers Association of California
- Sempere T., Jacay J., Carlotto V., Martinez W., Bedoya C. Fornari M., ... Rodriguez R., (2004). *Sistemas transcurrentes de escala litosférica en el sur del Perú*. Geological Society, London, Special Publications., v. 5. p. 105 – 110.
- Takeda, T., Sozen, M. y Nielsen, N. (1970). *Reinforced concrete response to simulated earthquakes*. ASCE, 96(12).
- Tamayo, M. (2003). *El proceso de la investigación científica* (cuarta ed.). México: Editorial Limusa.
- Tavera, H. (Ed.). (2002). *El terremoto de la región sur del Perú del 23 de junio del 2001*. Lima, Perú: Instituto Geofísico del Perú.
- Tavera, H., Fernández, E., & Cuya, A. (Eds.). (2016). *Sismo de Lampa del 1 de diciembre del 2016 (6.0 ML)*. Puno, Perú: Instituto Geofísico del Perú.
- Torrissi, G. (2012). *Análisis y Diseño de Estructuras de Hormigón Armado y Mampostería*. (tesis de doctor). Universidad Nacional de Cuyo, Mendoza, Argentina.
- UBC (1997). *Structural Engineering Design Provisions* (segundo vol.). Uniform Building Code, EE. UU.
- Vergara, L. V., & Zevallos, E. M. (2013). *Análisis sísmico por desempeño estático no lineal de un edificio de 6 niveles en la ciudad de Trujillo, la Libertad* (tesis de pregrado). Universidad Privada Antenor Orrego, Trujillo, Perú.
- Valderrama, S. (2013). *Pasos para elaborar proyectos de investigación científica* (2da. Ed.). Lima, Perú: Editorial San Marcos.
- Villegas, J. (2014). *Análisis de la vulnerabilidad y riesgo de las edificaciones en el sector morro solar bajo, ciudad de Jaén Cajamarca* (tesis de pregrado). Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca, Perú.
- Vivanco, M. (2005). *Muestreo Estadístico Diseño y aplicaciones* (primera ed.). Santiago, Chile: Editorial Universitaria.

ANEXOS

A. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS (EMS).

B. CONSTANCIA DE USO DE EQUIPOS DEL LABORATORIO DE CONSTRUCCIONES FICA, UNA – PUNO.

C. ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA.

D. MEMORIA DE CÁLCULO PARA EL REPLANTEO DE LOS PLANOS.

- ✓ Memoria de cálculo para el replanteo de planos de la I.E.S. Nuestra Señora de Alta Gracia.
- ✓ Memoria de cálculo para el replanteo de planos de la I.E.P. 70480 Niño Jesus de Praga.
- ✓ Memoria de cálculo para el replanteo de planos de la I.E.S. Técnico Industrial Roque Saenz Peña.
- ✓ Memoria de cálculo para el replanteo de planos de la I. E. S. Agropecuario Nro. 72.

E. PANEL FOTOGRÁFICO.

F. VALIDACIÓN DE RESULTADOS DEL SOFTWARE CSI ETABS.

G. PLANOS.

- ✓ Replanteo de planos de la I.E.S. Nuestra Señora de Alta Gracia.
- ✓ Replanteo de planos de la I.E.P. 70480 Niño Jesus de Praga.
- ✓ Replanteo de planos de la I.E.S. Técnico Industrial Roque Saenz Peña.
- ✓ Replanteo de planos de la I. E. S. Agropecuario Nro. 72.
- ✓ Replanteo de planos de la I. E. P. 71011 San Luis Gonzaga.