



**Universidad Nacional
Federico Villarreal**

**Vicerrectorado de
INVESTIGACIÓN**

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS ESTÁTICO NOLINEAL PARA ESTIMAR EL
DESEMPEÑO SISMICO DE UNA ESTRUCTURA APORTICADA DE 5
PISOS EN LA CIUDAD DE LIMA**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

AUTOR:

CHAVESTA RUELAS, ERICK PEDRO ADRIAN

ASESOR:

Ms. AYBAR ARRIOLA, GUSTAVO ADOLFO

JURADO:

Dr. PUMARICRA PADILLA, RAÚL VALENTÍN

Dr. CANCHO ZÚÑIGA, GERARDO ENRIQUE

MS. GARCÍA URRUTIA OLAVARRÍA, ROQUE JESÚS LEONARDO

LIMA – PERÚ

2019

Dedicatoria

*A mi madre Patricia, con un
profundo cariño y admiración.*

*A las personas que forman parte de
mi familia, en especial a las que
personalmente elegí, para que
también lo sean; y a mis hermanos,
cómplices eternos en nuestros
anhelos, metas y sueños.*

*A la memoria de Elián, mi joven y eterno
hermano menor; siempre, siempre estás en
mi mente hermanito, en casa todos te
echamos de menos y lamentamos
profundamente tu pronta e inesperada
partida.*

Agradecimiento

Mi sincero agradecimiento a los profesores de la Facultad de Ingeniería Civil, de la Universidad Nacional Federico Villarreal, mi alma mater, por transmitir sus conocimientos durante los años de carrera universitaria. Quiero también expresar mis más sinceros agradecimientos al M.Sc. Omar Tello Malpartida, por su asesoramiento y el apoyo brindado en el desarrollo de este estudio, al M.Sc. Néstor Cárdenas Sánchez, por sus enseñanzas y consejos que incrementaron en mí el gusto por la Ingeniería Estructural, y a todas las personas que de alguna forma colaboraron en la culminación de este estudio, muchas gracias.

RESUMEN

La presente tesis tiene como objetivo estimar el desempeño sísmico de un edificio de concreto armado de 5 pisos en la ciudad de lima, la cual está ubicada en la zona sísmica 4 con un tipo de suelo intermedio S_2 y además presenta una configuración regular en planta y en elevación, estructura que se diseñó en base a la normativa peruana, diseño que condujo a un edificio con una distorsión o deriva máxima permitida. El proceso para estimar el desempeño sísmico consta de tres partes: la primera es evaluar la demanda sísmica del lugar donde se ubica la estructura a estudiar, demanda sísmica que es representada por la posible aceleración máxima con los parámetros establecidos en la norma E.030; la segunda parte consiste en evaluar el espectro de capacidad de la estructura, la cual se obtiene mediante la conversión de la curva de capacidad, evaluada mediante un análisis estático no lineal - pushover, la cual consiste en determinar la curva de capacidad aplicando cargas laterales a la estructura, estas cargas laterales se aplican de forma estática y se incrementan hasta que el desplazamiento de control sea alcanzado, según los procedimientos establecidos a detalle en el documento del ATC-40, haciendo uso del programa ETABS, el cual también permite observar la secuencia en que los elementos estructurales van ingresando al rango no lineal; la tercera parte consiste en estimar el punto de desempeño, mediante los procedimientos establecidos en el documento del FEMA-440, los cuales permiten sobreponer el espectro de capacidad y el espectro de respuesta bajo una gráfica de iguales unidades, intersección en la que se estima que pueda estar la ubicación del punto de desempeño. Analizada la estructura en base a los niveles planteados, según el comité VISION 2000, se concluye que se ha estimado que, para un sismo de diseño, el edificio estudiado tiene un nivel de desempeño ubicado en la zona de seguridad de vida, nivel aceptable en cuanto al uso que se le dará a la edificación pues el edificio está destinado a un uso residencial.

ABSTRACT

The objective of this thesis is to estimate the seismic performance of a five-story reinforced concrete building in the city of Lima, which is located in seismic zone 4 with an intermediate soil type S_2 and also has a regular configuration in the plant and in elevation, which was designed based on Peruvian regulations, design that led to a rigid building with a maximum drift allowed. The process to estimate the seismic performance consists of three parts: the first is to evaluate the seismic demand of the place where the structure to study is located, seismic demand that is represented by the possible maximum acceleration with the parameters established in the E.030 standard. The second part consists in evaluating the capacity spectrum of the structure, which is obtained through the conversion of the capacity curve, which consists of determining the capacity curve by applying lateral loads to the structure, these lateral loads are applied statically and are incremented step by step until the control displacement is reached, and modeling the non-linear properties of the elements, according to the procedures established in detail in the ATC-40 document, using the software ETABS, which also allows observing the sequence in which the structural elements are entering the non-linear range. The third part consists in estimating the performance point, by means of the procedures established in the FEMA-440 document, which allow to superimpose the capacity spectrum and the response spectrum under the same graph of equal units, an intersection in which it is estimated what the location of the performance point may be. Analyzed the structure, applying a non-linear static analysis - pushover and based on the levels proposed according by committee VISION 2000, it is concluded that it has been estimated that for a design earthquake, the studied building has a level of performance located in the area Life safety, acceptable level in terms of the use that will be given to the building because the building is intended for residential use.

Índice

Dedicatoria.....	ii
Agradecimiento.....	iii
Resumen.....	iv
Abstract.....	v
Índice.....	vi
Lista de tablas.....	ix
Lista de figuras.....	xi
Lista de acrónimos.....	xv
Capítulo 1 Introducción.....	1
1.1 Descripción y formulación del problema.....	1
1.1.1 Descripción del problema.....	1
1.1.2 Formulación del problema.....	1
1.1.2.1 Problema principal.....	2
1.1.2.2 Formulación de la problemática general.....	3
1.1.2.3 Formulación de los problemas específicos.....	3
1.2 Antecedentes.....	3
1.2.1 Desde cuando existe o se conoce el problema.....	3
1.2.2 Estudios o investigaciones anteriores.....	4
1.3 Objetivos.....	6
1.3.1 Objetivos general.....	6
1.3.2 Objetivos específico.....	6
1.4 Justificaciones.....	6
1.4.1 Justificación práctica.....	6
1.4.2 Justificación social.....	7
1.4.3 Limitación de la investigación.....	7
1.5 Hipótesis.....	7
1.5.1 Hipótesis general.....	7
1.5.2 Hipótesis específico.....	7
Capítulo 2 Marco teórico.....	8
2.1 Idealizaciones estructurales para el concreto armado.....	8
2.1.1 Idealización de la curva esfuerzo-deformación para el acero.....	9
2.1.2 Idealizaciones del esfuerzo - deformación para el concreto.....	10
2.2 Modelamiento de rótulas plásticas.....	11
2.2.1 Relación momento - curvatura.....	11
2.2.2 Procedimiento para modelos no lineales en rotulas, según FEMA356.....	15
2.3 Niveles de desempeño estructural.....	15
2.3.1 Propuesta del comité VISION 2000.....	15
2.3.2 Propuesta del ATC-40 y FEMA-356.....	17
2.3.2.1 Niveles para los elementos o componentes estructurales.....	17
2.3.2.2 Niveles para los elementos o componentes no estructurales.....	19
2.3.2.3 Niveles de desempeño para las estructuras.....	20
2.4 Niveles de movimientos sísmicos.....	22

2.4.1 Propuesta del comité VISION 2000.....	22
2.4.2 Propuesta del ATC-40.....	23
2.4.3 Propuesta del FEMA-356.....	24
2.5 Objetivos del desempeño estructural.....	25
2.5.1 Propuesta del comité VISION.....	25
2.5.2 Propuesta del ATC-40.....	26
2.5.3 Propuesta del FEMA-356.....	27
2.6 Métodos de evaluación de la capacidad estructural.....	28
2.6.1 Procedimientos lineales.....	28
2.6.1.1 Análisis estático lineal.....	29
2.6.1.2 Análisis dinámico lineal.....	30
2.6.2 Procedimientos no lineales.....	31
2.6.2.1 Análisis estático no lineal.....	31
2.6.2.2 Análisis dinámico no lineal.....	31
2.7 Capacidad estructural.....	32
2.8 Demanda sísmica.....	33
2.9 Métodos de evaluación de la capacidad estructural.....	34
2.9.1 Método del espectro de capacidad.....	35
2.9.2 Método del coeficiente de desplazamiento.....	37
2.9.3 Método mejorado para la linealización equivalente.....	39
2.10 Definiciones de términos básicos.....	43
Capítulo 3 Método.....	50
3.1 Tipo y diseño de la investigación.....	50
3.1.1 Tipo y diseño de la investigación.....	50
3.1.2 Diseño de la investigación.....	51
3.2 Ámbito temporal y espacial.....	51
3.3 Variables.....	51
3.3.1 Operacionalización de variables.....	52
3.4 Población y muestra.....	52
3.4.1 Población.....	52
3.4.2 Muestra.....	52
3.5 Instrumentos.....	53
3.6 Procedimientos.....	53
3.7 Análisis de datos.....	53
Capítulo 4 Caso de aplicación.....	54
4.1 Análisis y diseño de la estructura.....	54
4.1.1 Estructura a estudiar.....	54
4.1.2 Bases del cálculo.....	57
4.1.2.1 Descripción general.....	57
4.1.2.2 Sistema sismorresistente.....	57
4.1.2.3 Método de diseño.....	57
4.1.2.4 Normativa utilizada.....	57
4.1.2.5 Materiales utilizados.....	58

4.1.2.6 Cargas y sobrecargas utilizadas.....	58
4.1.3 Análisis modal.....	60
4.1.3.1 Modelo matemático en el programa automatizado ETABS.....	61
4.1.3.2 Análisis de resultados del análisis modal.....	69
4.1.4 Análisis estático.....	72
4.1.4.1 Peso estimado de la estructura.....	72
4.1.4.2 Fuerza cortante en la base de la estructura.....	72
4.1.5 Análisis dinámico.....	75
4.1.5.1 Aceleración espectral.....	76
4.1.5.2 Criterios de combinación.....	78
4.1.5.3 Verificación de la regularidad estructural.....	79
4.1.5.4 Verificación del coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas.....	91
4.1.5.5 Desplazamiento laterales relativos admisibles.....	91
4.1.5.6 Máximo desplazamiento del último nivel de la estructura.....	92
4.1.5.7 Fuerza cortante mínima en la base.....	93
4.1.5.8 Junta de separación sísmica.....	94
4.1.6 Diseño de los elementos estructurales de la estructura.....	95
4.1.6.1 Método de diseño.....	95
4.1.6.2 Hipótesis para el diseño de los elementos estructurales.....	95
4.1.6.3 Amplificación por el factor de escala del cortante basal.....	97
4.1.6.4 Modelado estructural.....	97
4.1.6.5 Diseño de vigas para la estructura.....	98
4.1.6.6 Diseño de columnas para la estructura.....	100
4.2 Análisis estático no lineal - pushover.....	102
4.2.1 Calibración de modelos lineales.....	102
4.2.1.1 Modelo estructural en el software ETABS.....	102
4.2.1.2 Modelo estructural en SAP2000.....	103
4.2.1.3 Modelo estructural en PERFORM-3D.....	110
4.2.1.4 Confrontación de modelos y resultados.....	116
4.2.2 Modelo no lineal para los elementos estructurales.....	127
4.2.2.1 Diagrama simplificado momento-curvatura para las vigas.....	127
4.2.2.2 Definición de rotulas plásticas para las vigas.....	129
4.2.2.3 Diagrama de iteración para las columnas.....	132
4.2.2.4 Definición de rotulas plásticas para las columnas.....	134
4.2.3 Definición para los estados de carga.....	136
4.2.4 Calibración de modelos no lineales.....	138
4.2.4.1 Modelo estructural en ETABS.....	138
4.2.4.2 Modelo estructural en SAP2000.....	139
4.2.4.3 Modelo estructural en PERFORM-3D.....	144
4.2.4.4 Confrontación de modelos y resultados.....	149
4.2.5 Formación de rótulas plásticas y mecanismo de colapso.....	149

Capítulo 5 Resultados.....	152
5.1 Descripción de resultados.....	152
5.1.1 Espectro de demanda sísmica.....	152
5.1.2 Curva de capacidad.....	156
5.1.3 Conversión a la curva espectral de capacidad.....	157
5.1.4 Punto de desempeño sísmico.....	159
Discusión de resultados.....	161
Conclusiones.....	162
Recomendaciones.....	164
Referencias.....	165
Anexos: Planos de Estructuras.....	166

Lista de tablas

Tabla 1. Parámetros no lineales y criterios de aceptación para vigas de concreto armado.....	13
Tabla 2. Parámetros no lineales y criterios de aceptación para columnas de concreto armado.....	14
Tabla 3. Niveles de desempeño para el comité Visión 2000.....	16
Tabla 4. Niveles de desempeño para el ATC-40.....	22
Tabla 5. Movimiento sísmico de diseño.....	23
Tabla 6. Objetivos de desempeño sísmico de una estructura para el comité Visión 2000	26
Tabla 7. Objetivos de desempeño sísmico de una estructura para el ATC-40.....	26
Tabla 8. Objetivos de desempeño sísmico de una estructura para FEMA356.....	27
Tabla 9. Operacionalización de las variables planteadas.....	50
Tabla 10. Propiedades constitutivas del concreto armado	58
Tabla 11. Parámetros que definen el espectro de diseño la N.T.E.030.....	60
Tabla 12. Participación modal de la masa.....	69
Tabla 13. Masa, peso y centro de gravedad para los entresijos.....	72
Tabla 14. Cortante estática en los diferentes niveles de la estructura.....	74
Tabla 15. Pseudoaceleraciones en función del periodo de la estructura.....	76
Tabla 16. Verificación de la primera condición para la dirección XX.....	81
Tabla 17. Verificación de la primera condición para la dirección YY.....	81
Tabla 18. Verificación de la segunda condición para la dirección XX.....	81
Tabla 19. Verificación de la segunda condición para la dirección YY.....	82
Tabla 20. Verificación de la condición de rigidez para la dirección XX.....	82
Tabla 21. Verificación de la condición de rigidez para la dirección YY.....	83
Tabla 22. Verificación de la condición de masa.....	84
Tabla 23. Verificación para chequear la irregularidad torsional.....	86
Tabla 24. Desplazamiento relativo de la esquina 1 (nudo 5) en la dirección XX.....	87
Tabla 25. Desplazamiento relativo de la esquina 2 (nudo 25) en la dirección XX.....	87
Tabla 26. Desplazamiento relativo de la esquina 3 (nudo 1) en la dirección XX.....	88
Tabla 27. Desplazamiento relativo de la esquina 4 (nudo 21) en la dirección XX.....	88
Tabla 28. Desplazamiento relativo del centro de masa (CM) en la dirección XX.....	88
Tabla 29. Verificación de la condición para la irregularidad torsional.....	89
Tabla 30. Verificación de los desplazamientos relativos admisibles para la dirección XX.....	91
Tabla 31. Verificación de los desplazamientos relativos admisibles para la dirección YY.....	92
Tabla 32. Desplazamiento máximo en el último nivel, en la dirección XX.....	92
Tabla 33. Desplazamiento máximo en el último nivel, en la dirección YY.....	92
Tabla 34. Fuerza cortante acumulada, debido al análisis dinámico, en la dirección XX.....	93
Tabla 35. Fuerza cortante acumulada, debido al análisis dinámico, en la dirección YY.....	93
Tabla 36. Fuerza cortante acumulada, debido al análisis estático, en la dirección XX.....	94
Tabla 37. Fuerza cortante acumulada, debido al análisis estático, en la dirección YY.....	94
Tabla 38. Cálculo del factor de escalamiento.....	94
Tabla 39. Periodos de vibración de la estructura en el software ETABS.....	103
Tabla 40. Periodos de vibración de la estructura en el software SAP2000.....	109
Tabla 41. Periodos de vibración de la estructura en el software PERFORM-3D.....	115

Tabla 42. Comparación de los periodos de vibración de la estructura.....	116
Tabla 43. Pseudoaceleraciones en función del periodo para un sismo de diseño.....	153
Tabla 44. Pseudoaceleraciones en función del periodo para un sismo de servicio.....	154
Tabla 45. Pseudoaceleraciones en función del periodo para un sismo máximo.....	155

Lista de figuras

Figura 1. Idealización de aproximación elástica perfectamente plástica.....	8
Figura 2. Idealización de aproximación trilineal.....	9
Figura 3. Idealización de curva completa.....	9
Figura 4. Idealización de la relación esfuerzo deformación	10
Figura 5. Modelo esfuerzo-deformación para concreto confinado y sin confinar.....	10
Figura 6. Puntos notables para el diagrama trilineal momento-curvatura.....	11
Figura 7. Curva tipo I para modelos no lineales en rótulas.....	12
Figura 8. Curva tipo II para modelos no lineales en rótulas.....	12
Figura 9. Esquema de curva de capacidad de una estructura espacial	33
Figura 10. Diagrama del espectro de respuesta.....	34
Figura 11. Representación del método espectro-capacidad de linealización equivalente.....	36
Figura 12. Esquema que ilustra el proceso del método de coeficiente de desplazamiento.....	38
Figura 13. Espectro de respuesta de desplazamiento de aceleración (ADRS)	39
Figura 14. Demanda ADRS inicial y el espectro de capacidad.....	41
Figura 15. Representación bilineal del espectro de capacidad.....	41
Figura 16. Registro de posibles puntos de desempeño.....	42
Figura 17. Vista tridimensional de la estructura analizada.....	54
Figura 18. Vista en planta del modelo matemático.....	55
Figura 19. Vista en elevación de los ejes 1-5-A-E del modelo matemático.....	55
Figura 20. Vista en elevación de los ejes 2-4-B-D del modelo matemático.....	56
Figura 21. Vista en elevación de los ejes 3-C del modelo matemático.....	56
Figura 22. Definición para el Concreto Armado $F_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$	61
Figura 23. Definición para la Columna Rectangular en el modelo matemático.....	62
Figura 24. Definición para la Columna de sección “L” en el modelo matemático.....	62
Figura 25. Definición para la Columna de sección “T” en el modelo matemático.....	63
Figura 26. Definición para la Columna de sección “+” en el modelo matemático.....	63
Figura 27. Definición para la Viga en el modelo matemático.....	64
Figura 28. Definición para la losa en el modelo matemático.....	64
Figura 29. Definición para el diafragma rígido en el modelo matemático.....	65
Figura 30. Modelado de los diafragmas rígidos en el modelo matemático.....	65
Figura 31. Definición para la masa de la estructura en el modelo matemático.....	66
Figura 32. Definición para el caso modal en el modelo matemático.....	66
Figura 33. Definición para patrón de cargas en el modelo matemático.....	67
Figura 34. Asignación de carga viva (Kg) en los entresijos en el modelo matemático.....	67
Figura 35. Asignación de carga muerta (Kg) en los entresijos en el modelo matemático.....	68
Figura 36. Asignación de carga viva (Kg) en la azotea en el modelo matemático.....	68
Figura 37. Asignación de restricciones en el modelo matemático.....	69
Figura 38. Modos de vibración, Modo 1 en el modelo matemático.....	70
Figura 39. Modos de vibración, Modo 2 en el modelo matemático.....	71
Figura 40. Modos de vibración, Modo 3 en el modelo matemático.....	71
Figura 41. Cálculo del coeficiente basal para el peso de la estructura.....	73
Figura 42. Carga lateral de la fuerza estática por piso en el modelo matemático.....	74

Figura 43. Fuerza cortante estática acumulada en el modelo matemático.....	75
Figura 44. Espectro de diseño, periodo – pseudoaceleración.....	77
Figura 45. Espectro de diseño, periodo - pseudoaceleración, en el modelo matemático.....	77
Figura 46. Combinación para el espectro en la dirección X.....	78
Figura 47. Combinación para el espectro en la dirección Y.....	79
Figura 48. Ubicación de las esquinas para verificar irregularidad de torsión.....	87
Figura 49. Amplificación del espectro para la dirección XX y dirección YY.....	97
Figura 50. Acero de refuerzo en las vigas de concreto armado.....	98
Figura 51. Detalles del refuerzo de las vigas en el modelo matemático.....	99
Figura 52. Acero de refuerzo en columnas de concreto armado.....	100
Figura 53. Detalles de refuerzo de las columnas en el modelo matemático.....	101
Figura 54. Modelo estructural tridimensional.....	102
Figura 55. Definición para el concreto armado $F_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$, en SAP2000.....	103
Figura 56. Definición para la columna rectangular, en SAP2000.....	104
Figura 57. Definición para la columna de sección “T”, en SAP2000.....	104
Figura 58. Definición para la columna de sección “X”, en SAP2000.....	105
Figura 59. Definición para la columna de sección “L”, en SAP2000.....	105
Figura 60. Definición para la viga en el modelo matemático, en SAP2000.....	106
Figura 61. Definición para la masa de la estructura, en SAP2000.....	106
Figura 62. Definición de diafragma rígido por piso, en SAP2000.....	107
Figura 63. Definición para patrón de cargas, en SAP2000.....	107
Figura 64. Asignación de carga muerta (Kg) en los entrepisos, en SAP2000.....	107
Figura 65. Asignación de carga viva (Kg) en los entrepisos, en SAP2000.....	108
Figura 66. Asignación de carga viva (Kg) en la azotea, en SAP2000.....	108
Figura 67. Modelo estructural 3D, en SAP2000.....	109
Figura 68. Definición para la columna rectangular, en PERFORM-3D.....	110
Figura 69. Definición para la columna de sección “L”, en PERFORM-3D.....	110
Figura 70. Definición para la columna de sección “T”, en PERFORM-3D.....	110
Figura 71. Definición para la columna de sección “X”, en PERFORM-3D.....	111
Figura 72. Definición para el diafragma rígido, en PERFORM-3D.....	111
Figura 73. Modelado de los diafragmas rígidos, en PERFORM-3D.....	111
Figura 74. Definición para la masa en los diafragmas rígidos, en PERFORM-3D.....	112
Figura 75. Modelado de las masas en la estructura, en PERFORM-3D.....	112
Figura 76. Carga viva (Kg) en los entrepisos, en PERFORM-3D.....	113
Figura 77. Asignación de carga viva (Kg) en los entrepisos, en PERFORM-3D.....	113
Figura 78. Carga viva (Kg) en la azotea, en PERFORM-3D.....	114
Figura 79. Asignación de carga viva (Kg) en la azotea, en PERFORM-3D.....	114
Figura 80. Modelo estructural 3D, en PERFORM-3D.....	115
Figura 81. Primer modo de vibración, desarrollado en el software ETABS.....	117
Figura 82. Primer modo de vibración, desarrollado en el software SAP2000.....	117
Figura 83. Primer modo de vibración, desarrollado en el software PERFORM-3D.....	117
Figura 84. Segundo modo de vibración, desarrollado en el software ETABS.....	118
Figura 85. Segundo modo de vibración, desarrollado en el software SAP2000.....	118

Figura 86. Segundo modo de vibración, desarrollado en el software PERFORM-3D.....	118
Figura 87. Tercer modo de vibración, desarrollado en el software ETABS.....	119
Figura 88. Tercer modo de vibración, desarrollado en el software SAP2000.....	119
Figura 89. Tercer modo de vibración, desarrollado en el software PERFORM-3D.....	119
Figura 90. Cuarto modo de vibración, desarrollado en el software ETABS.....	120
Figura 91. Cuarto modo de vibración, desarrollado en el software SAP2000.....	120
Figura 92. Cuarto modo de vibración, desarrollado en el software PERFORM-3D.....	120
Figura 93. Quinto modo de vibración, desarrollado en el software ETABS.....	121
Figura 94. Quinto modo de vibración, desarrollado en el software SAP2000.....	121
Figura 95. Quinto modo de vibración, desarrollado en el software PERFORM-3D.....	121
Figura 96. Sexto modo de vibración, desarrollado en el software ETABS.....	122
Figura 97. Sexto modo de vibración, desarrollado en el software SAP2000.....	122
Figura 98. Sexto modo de vibración, desarrollado en el software PERFORM-3D.....	122
Figura 99. Séptimo modo de vibración, desarrollado en el software ETABS.....	123
Figura 100. Séptimo modo de vibración, desarrollado en el software SAP2000.....	123
Figura 101. Séptimo modo de vibración, desarrollado en el software PERFORM-3D.....	123
Figura 102. Octavo modo de vibración, desarrollado en el software ETABS.....	124
Figura 103. Octavo modo de vibración, desarrollado en el software SAP2000.....	124
Figura 104. Octavo modo de vibración, desarrollado en el software PERFORM-3D.....	124
Figura 105. Noveno modo de vibración, desarrollado en el software ETABS.....	125
Figura 106. Noveno modo de vibración, desarrollado en el software SAP2000.....	125
Figura 107. Noveno modo de vibración, desarrollado en el software PERFORM-3D.....	125
Figura 108. Decimo modo de vibración, desarrollado en el software ETABS.....	126
Figura 109. Decimo modo de vibración, desarrollado en el software SAP2000.....	126
Figura 110. Decimo Modo de vibración, desarrollado en el software PERFORM-3D.....	126
Figura 111. Diagrama momento–curvatura de la viga V-1, en ETABS.....	127
Figura 112. Diagrama momento–curvatura de la viga V-2, en ETABS.....	127
Figura 113. Diagrama momento–curvatura de la viga V-3, en ETABS.....	128
Figura 114. Diagrama momento–curvatura de la viga V-4, en ETABS.....	128
Figura 115. Diagrama momento–curvatura de la viga V-5, en ETABS.....	129
Figura 116. Definición de la rótula plástica en viga V-1, en ETABS.....	129
Figura 117. Definición de la rótula plástica en viga V-2, en ETABS.....	130
Figura 118. Definición de la rótula plástica en viga V-3, en ETABS.....	130
Figura 119. Definición de la rótula plástica en viga V-4, en ETABS.....	131
Figura 120. Definición de la rótula plástica en viga V-5, en ETABS.....	131
Figura 121. Diagrama de iteración (Ton.m-Ton) para la columna C-1.....	132
Figura 122. Diagrama de iteración (Ton.m-Ton) para la columna C-2.....	132
Figura 123. Diagrama de iteración (Ton.m-Ton) para la columna C-3.....	133
Figura 124. Diagrama de iteración (Ton.m-Ton) para la columna C-4.....	133
Figura 125. Definición de la rótula plástica para la columna C-1, en ETABS.....	134
Figura 126. Definición de la rótula plástica para la columna C-2, en ETABS.....	134
Figura 127. Definición de la rótula plástica para la columna C-3, en ETABS.....	135
Figura 128. Definición de la rótula plástica para la columna C-4, en ETABS.....	135

Figura 129. Patrón de cargas de tipo triangular, en ETABS.....	136
Figura 130. Definición del caso no lineal “Gravedad (NL)”, en ETABS.....	136
Figura 131. Definición del caso no lineal “Análisis Pushover”, en ETABS.....	137
Figura 132. Definición del desplazamiento de control, en ETABS.....	137
Figura 133. Curva de capacidad de la estructura, en ETABS.....	138
Figura 134. Definición de rótula plástica en columna C-1, en SAP2000.....	139
Figura 135. Definición de rótula plástica en columna C-2, en SAP2000.....	139
Figura 136. Definición de rótula plástica en columna C-3, en SAP2000.....	140
Figura 137. Definición de rótula plástica en columna C-4, en SAP2000.....	140
Figura 138. Definición de la rótula plástica de la viga V-1, en SAP2000.....	141
Figura 139. Definición de la rótula plástica de la viga V-2, en SAP2000.....	141
Figura 140. Definición de la rótula plástica de la viga V-3, en SAP2000.....	142
Figura 141. Definición de la rótula plástica de la viga V-4, en SAP2000.....	142
Figura 142. Definición de la rótula plástica de la viga V-5, en SAP2000.....	143
Figura 143. Curva de capacidad de la estructura (Ton-cm), en SAP2000.....	143
Figura 144. Definición de rótula plástica en la columna C-1, en PERFORM-3D.....	144
Figura 145. Definición de rótula plástica en la columna C-2, en PERFORM-3D.....	144
Figura 146. Definición de rótula plástica en la columna C-3, en PERFORM-3D.....	145
Figura 147. Definición de rótula plástica en la columna C-4, en PERFORM-3D.....	145
Figura 148. Definición de rótula plástica en la viga V-1, en PERFORM-3D.....	146
Figura 149. Definición de rótula plástica en la viga V-2, en PERFORM-3D.....	146
Figura 150. Definición de rótula plástica en la viga V-3, en PERFORM-3D.....	147
Figura 151. Definición de rótula plástica en la viga V-4, en PERFORM-3D.....	147
Figura 152. Definición de rótula plástica en la viga V-5, en PERFORM-3D.....	148
Figura 153. Diagrama de curva de capacidad de estructura, en PERFORM-3D.....	148
Figura 154. Confrontación de las curvas de capacidad de la estructura.....	149
Figura 155. Secuencia de la formación de rotulas plásticas en el paso 10.....	149
Figura 156. Secuencia de la formación de rotulas plásticas en el paso 20.....	150
Figura 157. Secuencia de la formación de rotulas plásticas en el paso 30.....	150
Figura 158. Secuencia de la formación de rotulas plásticas en el paso 40.....	150
Figura 159. Secuencia de la formación de rotulas plásticas en el paso 50.....	151
Figura 160. Secuencia de la formación de rotulas plásticas en el paso 58.....	151
Figura 161. Diagrama del espectro de demanda para un sismo de diseño.....	153
Figura 162. Diagrama del espectro de demanda para un sismo de servicio.....	154
Figura 163. Diagrama del espectro de demanda para un sismo máximo.....	155
Figura 164. Diagramas de los espectros elásticos de demanda sísmica.....	156
Figura 165. Diagrama de la curva de capacidad de la estructura.....	157
Figura 166. Diagrama del espectro de capacidad en formato ADRS.....	158
Figura 167. Diagrama del espectro de capacidad, espectro de diseño en formato ADRS.....	158
Figura 168. Ubicación del punto de desempeño para el nivel sísmico de diseño.....	159
Figura 169. Ubicación del punto de desempeño para el nivel sísmico de servicio.....	159
Figura 170. Ubicación del punto de desempeño para el nivel sísmico máximo.....	160
Figura 171. Sectorización de la curva de capacidad.....	160

Lista de acrónimos

ACI: American Concrete Institute.
ADRS: Acceleration Displacement Response Spectrum.
ANSI: American National Standards Institute
ASCE: American Society of Civil Engineers.
ASTM: American Society for Testing and Materials
ATC: Applied Technology Council.
CSI: Computers and Structures Inc.
CQC: Complete Quadratic Combination
ETABS: Extended Three Analysis of Building Systems.
FEMA: Federal Emergency Management Agency.
LRFD: Load and Resistance Factor Design
MADRS: Modified Acceleration Displacement Response Spectrum.
MEC: Método de Espectro de Capacidad.
NTE: Norma Técnica de Edificación.
NEHRP: National Earthquake Hazards Reduction Program.
RNE: Reglamento Nacional de Edificaciones.
SAP: Structural Analysis Program.
SEAOC: Structural Engineers Association of California.

CAPÍTULO 1

Introducción

1.1 Descripción y formulación del problema

1.1.1 Descripción del problema. Ramírez (2013) refiere que la mayoría de los estudios de análisis sísmicos se efectúan utilizando métodos simplificados incluidos en las normas de diseño sísmicos de la mayoría de países, sin embargo, el análisis y diseño de los elementos son catalogados como exageradamente conservadores y no representan el comportamiento real de las estructuras.

Erróneamente, los conceptos de resistencia y desempeño han sido considerados como sinónimos en los últimos 70 años, sin embargo, los sismos ocurridos durante los últimos 25 años, han permitido que se haya generado un importante cambio en cuanto a la concepción, de que si se incrementar la resistencia entonces automáticamente incrementa la seguridad y disminuye el daño en los elementos. Por eso mismo, algunos códigos de diseño sismorresistente están siendo actualizados para cambiar la concepción de resistencia por desempeño (Priestley, 2000).

La norma técnica de edificación [NTE] E.030 (2016), de diseño sismorresistente, tiene unos límites para controlar los desplazamientos laterales; sin embargo, estos no consideran el efecto de la estructura cuando, en medio de un evento sísmico, esta empieza a perder su comportamiento elástico, manifestándose cuando los elementos estructurales empiezan a agrietarse y terminan por plastificarse; por ende, ni el análisis lineal estático ni el dinámico permiten estimar donde se podrían concentrar los mayores esfuerzos, ni el desempeño sismorresistente de una estructura.

1.1.2 Formulación del problema. A continuación, se describe la problemática principal para el desarrollo de la formulación de la problemática general y específica.

1.1.2.1 Problema principal. Actualmente, el análisis sísmico, para los diversos tipos de edificaciones y descrito en la NTE E.030 (2016), se centra en el comportamiento elástico de los elementos estructurales, teniendo en cuenta que la suposición de este comportamiento lineal representa la exclusión de los parámetros no lineales de los elementos, generando que el análisis lineal no permita la estimación de la posible secuencia de fallas en los elementos. Por lo tanto, la mencionada norma técnica no permite estimar el nivel de desempeño sísmico de una estructura proyectada, a lo que una propuesta del comité Visión 2000, en el año 1995, propuso unos niveles de desempeño sísmico en base a las propiedades no lineales de los elementos estructurales y a la posible demanda sísmica; si bien en esos tiempos, el tiempo del proceso computacional limitaba la aplicación de un análisis no lineal, ahora existen muchos métodos y herramientas computacionales que facilitan el análisis no lineal; sin embargo, el potencial, en cuanto al tiempo, de la aplicación amerita profundizar en estos temas como es el método del sobre empuje o mejor conocido por su término en inglés como PUSHOVER, el cual permite evaluar la curva de capacidad de la estructura a través de los resultados de un análisis estático no lineal.

La estructura proyectada estaría ubicada en la ciudad de Lima; destinada al uso de vivienda; sobre un tipo de terreno, cuyo perfil corresponde a un suelo intermedio; y utilizando un sistema aporticado de concreto armado, para reducir las deformaciones laterales ante un posible evento sísmico. En dicha estructura, a nivel de proyecto y con respecto a la actual NTE E.030 (2016), se pudo identificar algunos inconvenientes como el desconocimiento del nivel de la demanda sísmica, que afectaría a la estructura; los parámetros no lineales y la capacidad sismorresistente de la estructura. De continuar con esta situación, no se podría evaluar el desempeño de la estructura y podría fallar mediante la aparición de rotulas plásticas no controladas, condenándola a un inminente colapso si, al inicio del comportamiento no lineal, fallasen las columnas del primer piso.

Por esta razón se pretende que la estructura proyectada sea evaluada con los diferentes niveles de demanda sísmica y los parámetros no lineales de la estructura, para evaluar la curva de capacidad, con el fin de estimar su desempeño sísmico. Es por eso, que atendiendo esta problemática se ha decidido aplicar el análisis estático no lineal, para evaluar la curva de capacidad de la estructura proyectada, la misma que, luego de convertirla en un espectro de capacidad y compararla con el espectro de respuesta de la demanda sísmica, permitirá estimar la ubicación del punto de desempeño y en consecuencia permitirá estimar el nivel de desempeño de la estructura.

1.1.2.2 Formulación de la problemática general. ¿Cuál es el desempeño sísmico, según el comité Visión 2000, aplicando un análisis estático no lineal en una estructura aporticada de 5 pisos en la ciudad de Lima?

1.1.2.3 Formulación de los problemas específicos. Los problemas específicos son los siguientes:

- ¿Cuál es la demanda sísmica, para la zona de ubicación, de la estructura aporticada de concreto armado?
- ¿Cuál es la curva de capacidad de la estructura aporticada de concreto armado?
- ¿Cuál es la ubicación del punto de desempeño de la estructura aporticada de concreto armado?

1.2 Antecedentes

1.2.1 Desde cuando existe o se conoce el problema. El actual diseño tradicional de estructuras, centrado en la resistencia sísmica, propuesto dentro de las normativas nacionales e internacionales, son aproximados y no contemplan el efecto de la variación de la resistencia en el transcurso del tiempo y menos cuando esta estructura incursiona fuera del rango elástico; el objetivo principal, cuando se diseña una estructura sismorresistente, es que sea capaz de resistir movimientos sísmicos de baja intensidad, sin sufrir daños estructurales considerables; o que cuando ocurran movimientos

sísmicos moderados, o de mayor intensidad, la estructura solo tenga daños reparables que no lleven a la estructura a un posterior colapso. Considerando que, en nuestro país, este actual criterio de diseño sismorresistente, en términos de daño potencial, no tiene una normativa con la cual guiarnos, ya que generalmente solo se considera un nivel del movimiento del terreno para el cual se asume, de manera teórica, que la estructura en ningún momento colapsará; es decir, este criterio de diseño, no toma en cuenta el comportamiento de cada elemento cuando es sometido a ciclos de carga y descarga, como ocurre realmente, cuando se presenta un movimiento sísmico; y por ende, este criterio no revisa el rendimiento o el desempeño sísmico cuando la estructura analizada incursiona en el rango no lineal.

Desde hace aproximadamente 40 años se comenzó a estudiar el comportamiento no lineal de las estructuras, de estos estudios se obtuvo que se podían realizar análisis dinámicos no lineales, que para efectos prácticos resultó demasiado complejo y por lo tanto frecuentemente impracticable, es así como surgen los métodos de análisis estáticos no lineales, que utilizan directamente las propiedades inelásticas de los materiales. El análisis estático no lineal o también muy conocido como “Pushover” nace como un método simple y rápido para analizar la capacidad de la estructura, fuerza sísmica en la base vs deformación en el último piso, de una estructura con una posible distribución de fuerzas inerciales. (Bonett, 2003)

1.2.2 Estudios o investigaciones anteriores. En materia de este estudio se encontró antecedentes de estudios que le hacen referencia como:

Ramírez (2013) en su investigación, la cual buscó estimar la capacidad sísmica-resistente en edificaciones aporticadas de concreto armado modeladas con acero comercial aplicando el método del análisis estático no lineal o pushover; para lo cual realizó la creación de modelos matemáticos, definió los casos de carga del análisis pushover y las rotulas plásticas por medio de

sus propiedades y criterios de aceptación. Llegando a la conclusión que el análisis pushover es una alternativa viable cuando se desea conocer el desempeño de una estructura con una aproximación aceptable y resalta que las irregularidades de las estructuras son un punto delicado dentro del diseño sísmico de las mismas.

En el caso de Alfarah (2017), su investigación buscó establecer los requisitos para desarrollar un modelo, computacionalmente eficiente, para el comportamiento no lineal para estructuras de concreto armado; para lo cual, realizó la creación de modelos avanzados derivados de formulaciones basadas en la mecánica continua y los modelos basados en componentes estructurales simplificados. Llegando a la conclusión que los modelos simplificados no son capaces de capturar los posibles modos de fallo ocultos en columnas tales como flexión seguida por efectos de fuerza cortante.

De la misma manera, Moreno (2006) en su investigación, la cual buscó el desarrollo de espectros de capacidad y curvas de fragilidad para la evaluación del riesgo sísmico de edificios típicos de concreto armado en Barcelona; con los espectros de demanda, los cuales dependen de la acción sísmica considerada y la curva de capacidad, se determina la respuesta máxima o pico del edificio, la cual representa la máxima respuesta de la estructura ante la acción sísmica a la que está sometida. Esta respuesta se conoce como punto de desempeño. Llegando a la conclusión en referencia a la metodología basada en el análisis estático no lineal, que la simulación de los edificios de concreto armado se basa en modelos y programas en dos dimensiones por lo que propone utilizar herramientas que permitan modelar en 3D para comparar con modelos y establecer en qué casos y en qué medida el modelo 2D es suficiente o insuficiente.

Así mismo, Guerra y Ortiz (2012) en su investigación, la cual buscó realizar un análisis dinámico inelástico a una estructura aporticada de concreto armado; para la cual realizó un análisis,

teniendo en cuenta que debe estar basado en una apropiada representación del movimiento del terreno y en principios aceptados por la dinámica estructural. Llegando a la conclusión que el análisis dinámico no lineal es la metodología de análisis sísmico más completa que existe en la actualidad, pues permite conocer la variación en el tiempo de cualquier respuesta de la edificación. Sin embargo, indica, existen metodologías alternativas más utilizadas, debido a que son más sencillas de implementar, aunque menos exactas. La metodología para realizar un análisis estático no lineal y el marco teórico empleado en esta investigación sirvieron de base al desarrollo del presente estudio.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo general. Estimar el desempeño sísmico, según el comité Visión 2000, de una estructura aporticada de 5 pisos en la ciudad de Lima, aplicando un análisis estático no lineal.

1.3.2 Objetivos específicos. Los objetivos específicos son los siguientes:

- Evaluar la demanda sísmica de la estructura aporticada de concreto armado en su zona de ubicación.
- Evaluar la curva de capacidad de la estructura aporticada de concreto armado.
- Estimar la ubicación del punto de desempeño de la estructura aporticada de concreto armado.

1.4 Justificación

1.4.1 Justificación práctica. El presente trabajo de investigación contribuirá a describir los criterios estructurales para poder realizar un análisis estático no lineal con el propósito de estimar el nivel de desempeño sismorresistente de una estructura.

1.4.2 Justificación social. El presente trabajo de investigación se realiza con el propósito de evaluar la no linealidad de la estructura, con el fin de brindar una adecuada seguridad a la estructura,

para así poder reducir el posible número de víctimas y minimizar los daños a la estructura, en el caso de un evento sísmico.

1.4.3 Limitación de la investigación. El presente trabajo de investigación implica realizar el modelamiento, análisis y diseño estructural, según la NTE E.030 (2016), con el fin de estimar el nivel de desempeño sismorresistente, en cuanto al daño que podría sufrir la estructura después de un movimiento sísmico. Para lo cual se usará el análisis estático no lineal, el cual es un método rápido y simplificado en comparación a un análisis dinámico no lineal, que consume mayor tiempo de cómputo, por lo que este método se dejará para línea de futuras investigaciones.

1.5 Hipótesis

1.5.1 Hipótesis general. La aplicación del procedimiento de análisis estático no lineal permitirá estimar el desempeño sísmico, según el comité Visión 2000, de una estructura aporticada de 5 pisos en la ciudad de lima.

1.5.2 Hipótesis específicas

- Los actuales parámetros de diseño, establecidos en la norma técnica de edificación E.030 (2016), permitirán evaluar la demanda sísmica para la zona de ubicación de la estructura aporticada de concreto armado.
- Los procedimientos establecidos en el ATC-40 permitirá evaluar la curva de capacidad de la estructura aporticada de concreto armado.
- Los procedimientos establecidos en el FEMA-440 permitirá estimar el punto de desempeño de la estructura aporticada de concreto armado.

CAPÍTULO 2

Marco teórico

2.1 Idealizaciones estructurales para el concreto armado

2.1.1 Idealización de la curva esfuerzo-deformación para el acero. Se tienen diferentes modelos para el acero, entre los cuales se tiene:

- Idealización de aproximación elástica perfectamente plástica, es una curva simplificada a dos líneas rectas en la que se ignora la sobrerresistencia en la cedencia del acero; curva simplificada que es usada por las normas ACI para el acero, curva que, por sus limitaciones, al momento de evaluar deformaciones considerables, restringe su empleo en una evaluación no lineal pues no permite estimar los esfuerzos que superan el límite de fluencia (Park y Paulay, 1983).

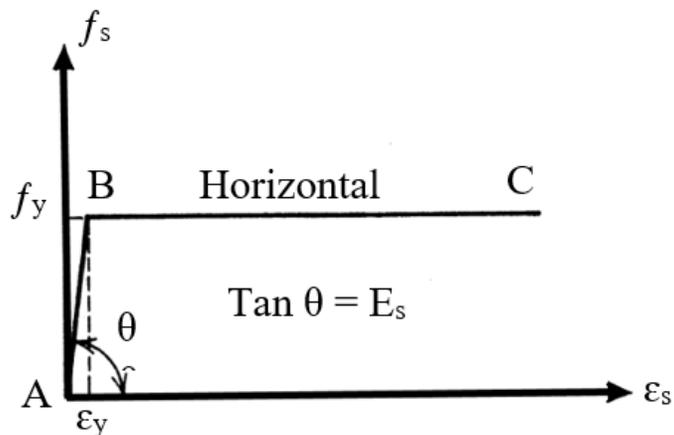


Figura 1. Idealización de aproximación elástica perfectamente plástica. Basado en Park y Paulay (1983).

- Idealización de aproximación trilineal, es una idealización más exacta utilizada para curva esfuerzo – deformación, la cual necesita valores de esfuerzo y deformación, no solo del inicio de cedencia como en la idealización de aproximación elástica perfecta plástica, así como también del inicio del endurecimiento por deformación, razón por la

cual, está idealización, puede someterse a esfuerzos mayores al de fluencia (Park y Paulay, 1983).

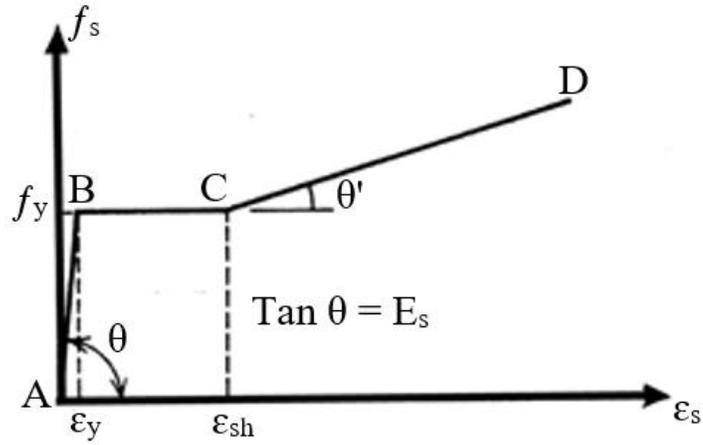


Figura 2. Idealización de aproximación trilineal. Basado en Park y Paulay (1983).

- Idealización de curva completa, es una idealización más exacta utilizada para curva esfuerzo – deformación, la cual necesita valores de esfuerzo y deformación, no solo del inicio de cedencia y del endurecimiento por deformación como en la idealización de aproximación trilineal, así como también de tracción última o ruptura, que es representada por una parábola de segundo o tercer grado, razón por la cual, puede someterse a esfuerzos mayores al de fluencia (Park y Paulay, 1983).

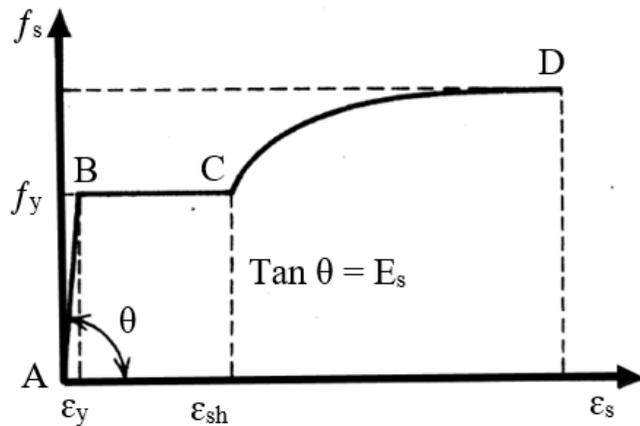


Figura 3. Idealización de curva completa. Basado en Park y Paulay (1983).

2.1.2 Idealizaciones del esfuerzo - deformación para el concreto. Se tienen diferentes modelos para el concreto entre los cuales se tiene:

- Modelo de Kent y Park, con evidencia experimental existente se propuso una curva esfuerzo deformación donde se considera el aporte del acero de confinamiento (refuerzo transversal), la cual da una buena idealización de la relación esfuerzo deformación del concreto confinado (Kent y Park, 1971).

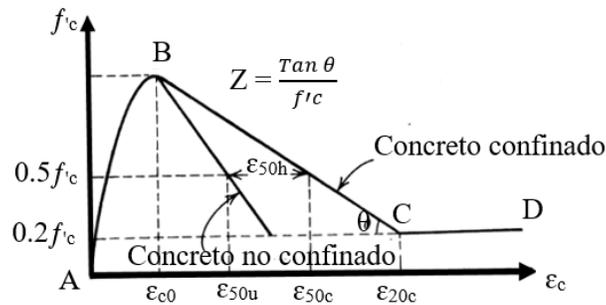


Figura 4. Idealización de la relación esfuerzo deformación. Basado en Kent y Park (1971).

- Modelo de Mander, modelo aplicable para elementos con variables específicas como secciones transversales, espaciamiento de refuerzos transversales y nivel de confinamiento. El modelo propuesto para la idealización de la relación esfuerzo deformación, realizada por el investigador John Barrie Mander, tiene una adecuada comparación con la respuesta experimental, por lo cual es el modelo más empleado para realizar un análisis sísmico (Mander, 1983).

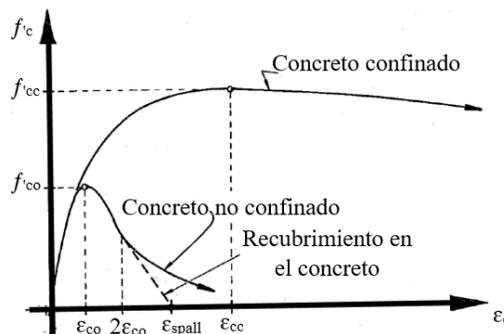


Figura 5. Modelo esfuerzo-deformación para concreto confinado y sin confinar. Basado en Mander (1983).

2.2 Modelamiento de rótulas plásticas

2.2.1 Relación momento - curvatura. Las características de comportamiento inelástico o de disipación de energía de los elementos estructurales son importantes y dependen de los diagramas momento vs curvatura con los que se muestra, lo que, de manera idealizada, es la capacidad de deformación inelástica de un elemento. Los diagramas simplificados para la idealización de la relación momento curvatura son tres posibles simplificaciones entre los cuales se tiene el diagrama bilineal, el diagrama bilineal simplificado y el diagrama trilineal, en el cual los puntos notables del diagrama trilineal momento curvatura son el momento y la curvatura de agrietamiento, el momento y la curvatura asociados al inicio de la fluencia en el acero de tracción, y el momento y la curvatura asociados a la falla de la sección (Ottazzi, 2003).

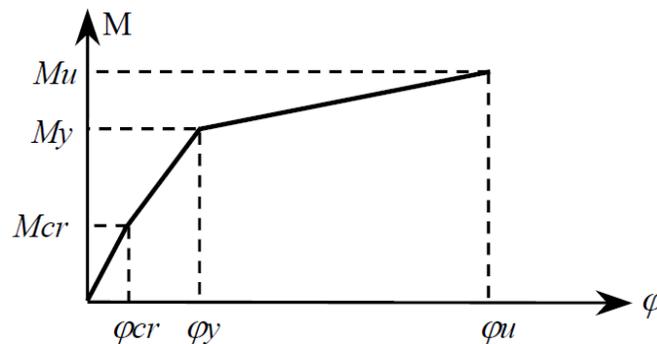


Figura 6. Puntos notables para el diagrama trilineal momento-curvatura. Basado en Ottazzi (2003).

2.2.2 Procedimiento para modelos no lineales en rotulas, según FEMA356. Se muestran 2 tipos para la idealización de los modelos inelásticos en las rotulas plásticas:

- Tipo I: En esta curva, las deformaciones son expresadas directamente en términos de, curvatura o rotación. La respuesta lineal está representado entre los puntos “A” y “B”, la pendiente entre “B” y “C” tiene una inclinación medianamente entre 0% y 10% de la pendiente elástica, el cual representa un endurecimiento por deformación, el punto “C” indica el inicio de la degradación del elemento, luego que el punto “D” es

sobrepasado el elemento sigue respondiendo pero con una significativa reducción hasta alcanzar el punto “E”, los parámetros “a” y “b” se definen en base a porciones de deformación que ocurren después que el elemento llega a la fluencia, es decir, deformaciones plásticas. El parámetro “c” es la resistencia reducida a la que se llega luego de la reducción de “C” a “D” (Federal Emergency Management Agency [FEMA] 356, 2000).

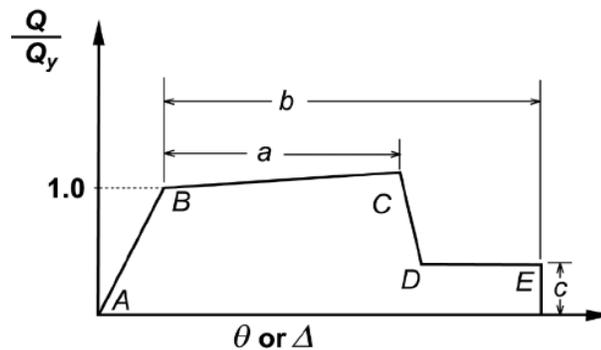


Figura 7. Curva tipo I para modelos no lineales en rótulas. Basado en FEMA 356 (2000).

- Tipo II: En esta curva las deformaciones son expresadas en términos de ratio de desplazamiento relativo de entrepiso o distorsión. Los puntos notables representados tienen el mismo significado que en el tipo I (FEMA 356, 2000).

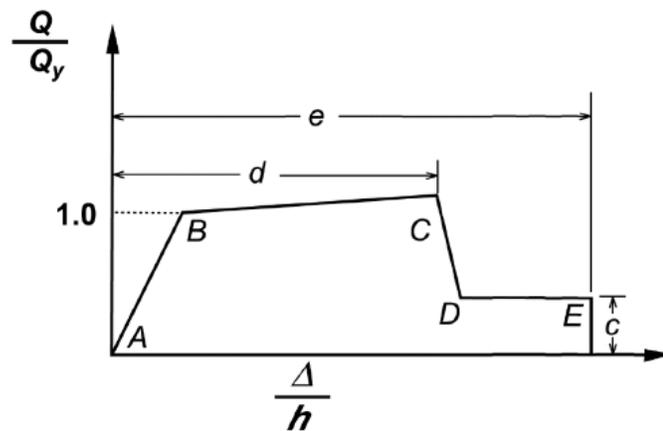


Figura 8. Curva tipo II para modelos no lineales en rotulas. Basado en FEMA 356 (2000).

Tabla 1

Parámetros no lineales y criterios de aceptación para vigas de concreto armado

Condiciones	Parámetros de modelado					Criterio de aceptación				
	Angulo plástico de rotación, rad			relación de esfuerzo residual	Angulo plástico de rotación, rad					
	a	b	c		Nivel de desempeño					
				Tipo de componente						
					IO	LS	CP	LS	CP	
i. Vigas controladas por esfuerzos de flexión										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Reforz. trans. ²	$\frac{V}{b_w \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.003	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
ii. Vigas controladas por esfuerzos de corte										
Separación de estribos $\leq d/2$			0.003	0.02	0.2	0.0015	0.002	0.003	0.01	0.02
Separación de estribos $\geq d/2$			0.003	0.01	0.2	0.0015	0.002	0.003	0.005	0.01
iii. Vigas controladas por inadecuado empalme a lo largo de la altura libre										
Separación de estribos $\leq d/2$			0.003	0.02	0	0.0015	0.002	0.003	0.01	0.02
Separación de estribos $\geq d/2$			0.003	0.01	0	0.0015	0.002	0.003	0.005	0.01
iv. Vigas controladas por inadecuada incrustación en la unión										
			0.015	0.03	0.2	0.001	0.002	0.015	0.02	0.03

Nota: IO = Ocupación Inmediata; LS = Seguridad de vida; CP = Prevención para el colapso; Componente Primario = La deformación es controlada por básicamente por flexión; Componente Secundario = La deformación está controlada por otro tipo de fuerza, a la flexión. Basado en el documento FEMA 356 (2000).

Tabla 2

Parámetros no lineales y criterios de aceptación para columnas de concreto armado

Condiciones	Parámetros de modelado			Criterio de aceptación						
	Angulo plástico de rotación, rad		relación de esfuerzo residual	Angulo plástico de rotación, rad						
	a	b		Nivel de desempeño						
			Tipo de componente							
			IO	LS	CP	LS	CP			
i. Columnas controladas por esfuerzos de flexión										
$\frac{P}{A_g \cdot f'_c}$	Reforz. trans. ²	$\frac{V}{b_w \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.006	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.005	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.003	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
ii. Columnas controladas por esfuerzos de corte										
All cases			-	-	-	-	-	-	0.003	0.004
iii. Columnas controladas por inadecuado empalme a lo largo de la altura libre										
Separación de zunchos ≤ d/2			0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02
Separación de zunchos ≥ d/2			0	0.01	0.2	0	0	0	0.005	0.01
iv. Columnas con cargas axiales excediendo 0.70P₀^{1,3}										
Conformar zunchos en toda la longitud			0.015	0.025	0.2	0	0.005	0.01	0.01	0.02
Todos los otros casos			0	0	0	0	0	0	0	0

Nota: IO = Ocupación Inmediata; LS = Seguridad de vida; CP = Prevención para el colapso; Componente Primario = La deformación es controlada por básicamente por flexión; Componente Secundario = La deformación está controlada por otro tipo de fuerza, a la flexión. Basado en el documento FEMA 356 (2000).

2.3 Niveles de desempeño estructural

El nivel de desempeño estructural describe una condición límite, condición límite que es descrita por el daño físico dentro de la estructura, la posible amenaza a la seguridad vital de los ocupantes de la estructura y la funcionalidad de la edificación luego de un posible movimiento sísmico (Applied Technology Council [ATC]-40, 1996). Las distintas propuestas para los niveles de desempeño de una estructura son:

2.3.1 Propuesta del comité VISION 2000. Este mencionado comité define cuatro niveles de desempeño estructura, que catalogan el desempeño sísmico después de un posible evento sísmico.

- Totalmente Operacional: este nivel corresponde a la fase en el cual esencialmente no se aprecia daños; la edificación permanece segura para sus ocupantes y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso (Structural Engineers Association Of California [SEAOC], 1995).
- Operacional: en este nivel se aprecian daños moderados en los elementos no estructurales y algunos daños leves en los elementos estructurales; el daño es limitado y no compromete la seguridad de la estructura para continuar siendo ocupada inmediatamente después de un posible evento sísmico; sin embargo, los daños en algunos componentes no estructurales pueden interrumpir parcialmente algunos servicios usuales; el sistema de respaldo para los procedimientos, puede ser requerido para continuar funcionando (SEAOC, 1995).
- Seguridad Vital: este nivel de daño indica que la ocurrencia de daños moderados en elementos estructurales y no estructurales han ocurrido; la rigidez lateral de la estructura y la capacidad de resistir cargas laterales adicionales han sido reducidas, sin embargo, aún permanece un margen de seguridad frente al colapso; no han ocurrido

- grande riesgos de caídas de escombros; la salida de la estructura no está obstruida pero el elevador y algunos dispositivos podrían no funcionar; es probable que sea necesario proceder a su rehabilitación; la estructura probablemente sería reparado aunque podría no ser justificado desde un punto de vista económico (SEAOC, 1995).
- Cercanía al colapso: en este nivel la capacidad resistente lateral y vertical de la estructura ha sido sustancialmente comprometido; las posibles replicas podrían traer un parcial o total colapso de la estructura; los escombros pueden ser muy peligrosos y las salidas podrían estar afectadas; los elementos de carga vertical significativos continúan funcionando; con todo esto, la estructura es insegura para sus ocupantes y su reparación podría no ser técnica o económicamente realizable (SEAOC, 1995).

Tabla 3
Niveles de desempeño para el comité Visión 2000

Estado de daño	Nivel de desempeño	Descripción de los daños
Despreciable	Inmediatamente Operacional	No hay daño estructural ni estructural apreciable; los servicios continúan, la estructura está en operación y funciona después del movimiento sísmico.
Leve	Operacional	La mayoría de las funciones y servicios pueden reanudar inmediatamente; los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad y es segura para una Ocupación Inmediata luego de un movimiento sísmico.
Moderado	Seguridad de vida	El daño es moderado en algunos elementos estructurales; los sistemas de construcción y contenidos pueden ser protegidos de los daños; la seguridad de la vida es generalmente protegida; la estructura está dañada, pero permanece funcional; los riesgos ante caídas permanecen seguras.
Severo	Prevención de Colapso	La estructura ha evitado el colapso, pero hay fallas en elementos secundarios no estructurales. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Completo	Colapso	Pérdida parcial o total de soporte. No es posible la reparación.

Nota: Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño. Basado en SEAOC (1995).

2.3.2 Propuesta del ATC-40 y FEMA-356. La propuesta para los niveles de desempeño presentados en el informe ATC-40 fue luego tomada, con algunos cambios es los términos, en el informe FEMA 356, por lo que, los conceptos no son distintos. Los niveles de desempeño para una estructura, definidos por el ATC-40 y FEMA 356, están presentados por una combinación de los niveles de desempeño para los elementos estructurales y los niveles de desempeño para los elementos no estructurales de forma intercalada, como se puede apreciar a continuación:

2.3.2.1 Niveles para los elementos o componentes estructurales. Los niveles de desempeño estructural serán seleccionados de cuatro niveles o estados de daño discretos: ocupación inmediata, seguridad vital, prevención hacia un colapso y el no considerado; estos niveles pueden ser utilizados para definir criterios técnicos en los procesos de evaluación y rehabilitación de estructuras. Adicional a esto, se establecen dos rangos intermedios: daño controlado y seguridad vital limitada; estos rangos intermedios permiten discriminar, el nivel de desempeño de la estructura, para el caso de una evaluación o reforzamiento de una estructura existente en particular (FEMA 356, 2000).

En el informe del ATC-40 estos niveles se identifican por la abreviación SP-n (donde n es el número designado), mientras que en el informe del FEMA 356 se usa S-n (donde n es el número designado). A continuación, se describen estos 6 niveles de desempeño:

- Ocupación inmediata, S-1: Ocupación inmediata significa que luego de un posible evento sísmico, los estados de los daños son muy limitados; el sistema básico resistente para cargas laterales y verticales permanece en las mismas condiciones de capacidad, rigidez y resistencia de la estructura que antes de ocurrido el evento sísmico; el riesgo de lesiones mortales en mínimo y no se presentan pérdidas de vidas humanas y la estructura funciona con normalidad (FEMA 356, 2000).

- Control de daño, SP-2: llamado a veces daño limitado, está definido en un rango de daño que varía entre los límites de ocupación inmediata y seguridad vital; rango en el cual la vida de los ocupantes no está en peligro, y podría incluir una protección a los elementos arquitectónicos (Applied Technology Council [ATC]-40, 1996).
- Seguridad de vida, S-3: podría ser definido como el estado de daños después del sismo que incluye daño en los elementos no estructurales retiene un margen no agotan por completo los márgenes de seguridad existentes frente a un posible colapso parcial o total de la estructura, en esta zona se prevé que algunos elementos y componentes estructurales están severamente dañados por el cual podrían producirse algunos heridos tanto en el interior como en el exterior, sin embargo, el riesgo de lesiones para los ocupantes debido a un fallo de los elementos estructurales que amenacen la vida es bajo; luego de un posible análisis estructural podría ser necesario reparar la estructura antes de ser ocupada de nuevo, siempre y cuando sea factible, desde el punto de vista económico, con respecto a una demolición total (FEMA 356, 2000).
- Seguridad limitada, SP-4: corresponde a un rango de daño entre los niveles de seguridad de vida y estabilidad estructural, en el que luego de un análisis estructural se podría concluir que estas circunstancias incluyen casos en los que el nivel de seguridad vital no es rentable (ATC-40, 1996).
- Prevención de colapso, S-5: este nivel corresponde al estado de daño en el cual el sistema estructural está muy cerca de experimentar un colapso parcial o total. Se han producido daños sustanciales en la estructura, pérdida en la rigidez y la resistencia en los elementos estructurales; a pesar de que el sistema de cargas de gravedad continúa

soportando su demanda de cargas, hay un riesgo significativo de lesiones y la estructura puede no ser viable su reparación y no es segura para ocuparla (FEMA 356, 2000).

- No considerado, SP-6: éste no es un nivel de desempeño, pero es útil pues proporciona una marca de posición en las ocasiones que se requiera evaluar los posibles daños no estructurales o si se realiza un reforzamiento (ATC-40, 1996).

2.3.2.2 Niveles para los elementos o componentes no estructurales. Los niveles para los elementos no estructurales son seleccionados de 5 niveles de estados discretos de daño para los componentes no estructurales tales como acabados en exteriores y techos, dispositivos electromecánicos incluidos sistemas de contraincendios e iluminación (FEMA 356, 2000).

Estos niveles se representan con la abreviación NP-n (donde n es la letra designada) en el informe ATC-40, mientras que en el informe FEMA 356 solo N-n (donde n es la letra designada) como se muestra:

- Operacional NP-A: los elementos no estructurales no han sufrido daños internos; los sistemas de distribución y el equipamiento crítico del edificio están estables y funcionando con total normalidad después del evento sísmico (ATC-40, 1996).
- Ocupación inmediata N-B: en el caso de que los elementos no estructurales permanezcan en su sitio, estos aún pueden presentar algunas interrupciones en el funcionamiento de los equipamientos y sistemas de distribución; algunos de los equipamientos en los servicios externos pueden no estar disponibles, pero eso no compromete la ocupación del edificio después del sismo (FEMA 356, 2000).
- Seguridad de vida NP-C: aunque no se llegase al colapso, se podría presentar daños graves en algunos componentes no estructurales ubicados en los diferentes lugares de la estructura, y aun así no se pone en peligro la seguridad de los ocupantes; los sistemas

- de distribución y equipamientos podrían verse seriamente afectados, requiriendo, en algunos casos, ser reparados o, en el peor de los casos, reemplazados totalmente (ATC-40, 1996).
- Amenaza reducida N-D: aunque no se llegase al colapso o a la falla de los elementos estructurales, se presentan daños severos en todos los elementos no estructurales, equipamientos y sistemas de distribución, que podrían ocasionar heridas a los ocupantes de la estructura (FEMA 356, 2000).
 - No considerado NP-E: el análisis de una estructura que no involucre componentes no estructurales se clasificará como desempeño no considerado (ATC-40, 1996).

2.3.2.3 Niveles de desempeño para las estructuras. En la tabla 4 se muestran las combinaciones (propuestas en los informes ATC-40 y FEMA 356) de los niveles de desempeño de los componentes estructurales y los componentes no estructurales, en dicha tabla son posibles muchas combinaciones ya que el desempeño se puede seleccionar de cualquier nivel en los rangos de desempeño estructural y proporciona nombres para aquellos con mayor probabilidad de ser seleccionados (FEMA 356, 2000). Se distingue cuatro niveles de desempeño fundamentales para una estructura, los cuales se describen a continuación:

- Operacional, 1-A: en este nivel los daños estructurales son limitados y los daños en los sistemas y elementos no estructurales son mínimos y no ponen en peligro que la estructura continúe funcionando sin interrupción después de un sismo; adicionalmente, las posibles reparaciones no pondrán en peligro los servicios de la estructura, por lo cual este nivel se asocia con un estado de funcionalidad (ATC-40, 1996).
- Ocupación inmediata (1-B): las estructuras que tienen este nivel de desempeño están caracterizados por esperar que sufran un daño mínimo o nulo en sus elementos

estructurales y solo daños menores en sus componentes no estructurales, por eso es el nivel más utilizado para estructuras esenciales, como es el caso de los centros de salud; aunque es posible la ocupación inmediata del edificio, puede ser necesario una limpieza y algunas reparaciones para que el edificio pueda seguir funcionando de un modo normal; se mantiene la seguridad de los ocupantes pues el riesgo para la seguridad de la vida en este nivel es muy bajo (FEMA 356, 2000).

- Seguridad de vida, 3-C: en este nivel la probabilidad de daño es extremadamente baja de amenazas a la seguridad de vidas humanas, ya sea por daños estructurales por caídas de sus elementos; este nivel conlleva un daño algo mayor que el previsto para los edificios nuevos y corresponde al desempeño esperado en las estructuras con usos comunes y de los edificios nuevos diseñados con un código de diseño sismorresistente (ATC-40, 1996).
- Prevención de colapso (5-E): las estructuras que cumplen este nivel pueden suponer un peligro muy significativo para la seguridad de vida por la falla de los componentes no estructurales, teniendo en cuenta que el edificio ha sido afectado severamente, pero continúa soportando cargas de gravedad es muy probable que se eviten pérdidas de vidas; los daños en los componentes no estructurales no requieren ser evaluados pues el elevado nivel de daños en los elementos estructurales son apreciables debido a las deformaciones, lo vuelve innecesario; este nivel de desempeño ha sido tomado en cuenta, en algunas ocasiones, como base para ordenanzas obligatorias de rehabilitación sísmica por algunas gobernaciones, por lo que se sugiere desalojar y, en algunos casos, demoler la estructura, teniendo así una pérdida económica completa, ya que el desempeño estructural es muy poco confiable (FEMA 356, 2000).

Tabla 4

Niveles de desempeño para el ATC-40

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

NR: Combinación no recomendada

Nota: Niveles de desempeño de las estructuras. Basado en ATC (1996).

2.4 Niveles de movimientos sísmicos

El desempeño sismorresistente de una estructura requiere seleccionar una serie posibles eventos sísmicos que representan el rango de la severidad sísmica para estimar su desempeño. Estos posibles eventos sísmicos son denominados "Movimientos sísmicos de diseño", denominación que varía en función de la sismicidad del lugar donde está ubicada la estructura analizada y de los niveles de aceptables de daño por parte de los habitantes o usuarios de las edificaciones (Bonett, 2003). Se presentan las propuestas para los movimientos sísmicos de diseño que deberían considerarse de acuerdo con los documentos del comité VISION 2000, del ATC-40 y del FEMA 356.

2.4.1 Propuesta del comité VISION 2000. Los movimientos sísmicos de diseño son expresados en términos de un intervalo medio de recurrencia o de una probabilidad de excedencia. El intervalo medio de recurrencia, por ejemplo 475 años, es una expresión del período promedio de tiempo, expresado en años, que transcurre entre la ocurrencia de un sismo el cual produce

efectos de la misma o mayor severidad. La probabilidad de excedencia, por ejemplo, el 10 % en 50 años, es una representación estadística de la posibilidad de que el efecto de un movimiento sísmico exceda una cierta severidad, será experimentado en el sitio durante un período específico de tiempo expresado en años y el intervalo de recurrencia se puede relacionar directamente con una probabilidad de superación para un número específico de años (SEAOC, 1995). La tabla 5 muestra los intervalos de recurrencia y las probabilidades de excedencia para los cuatro movimientos sísmicos de diseño considerados.

Tabla 5

Movimiento sísmico de diseño

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

Nota: Basado en SEAOC (1995).

2.4.2 Propuesta del ATC-40. El informe ATC-40 plantea que los movimientos sísmicos pueden ser expresados mediante niveles de “sacudidas” asociados con su probabilidad de ocurrencia, para este fin se utilizan espectros de respuesta o una serie de grabaciones simuladas de movimientos sísmicos; para el diseño de estructuras se utiliza tres niveles de movimientos sísmicos: sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo (ATC-40, 1996). Las principales características de estos tres movimientos sísmicos se describen a continuación.

- Sismo de servicio (SE): corresponde a un nivel de movimiento sísmico, el cual, en un período de 50 años, tiene una probabilidad del 50 % de ser excedido, y tiene un período de retorno aproximado de 75 años. Este nivel de movimiento sísmico es usualmente la

- mitad del nivel de movimiento sísmico designado como sismo de diseño (ATC-40, 1996).
- Sismo de diseño (DE): representa un movimiento sísmico poco frecuente de intensidad que puede ocurrir durante la vida de la estructura. Se define como el movimiento sísmico que en un periodo de 50 años tiene una probabilidad del 10 % de ser excedido. Este nivel de diseño tiene un período de retorno de 500 años. Este nivel de diseño es el que generalmente establecen las normas para el diseño de estructuras convencionales (ATC-40, 1996).
 - Sismo máximo (ME): corresponde al máximo movimiento sísmico que puede ser esperado en el sitio donde se encuentra localizada la estructura, en un período de 50 años con una probabilidad del 5 % de ser excedido, y tiene un período de retorno de aproximadamente 1000 años. Se estima que este nivel de movimiento sísmico varía entre 1.25 y 1.50 veces el valor del sismo de diseño (ATC-40, 1996).

2.4.3 Propuesta del FEMA-356. El informe FEMA 356 indica que el peligro sísmico debido a un movimiento sísmico se basará en la ubicación de la estructura corresponde a las fallas causales, las características geológicas y específicas del sitio (FEMA 356, 2000). Las siglas BSE-n es la abreviatura de “Basic Safety Earthquake”, y “n” toma valores entre 1 y 2. Los cuales se presentan a continuación:

- BSE-1: Sismo con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años y tendría una probabilidad de excedencia diferente en cada zona geográfica dependiendo de la sismicidad de cada región en particular, pero no exceder valores usados para estructuras nuevas tomados como el 2/3 del movimiento BSE-2 (FEMA 356, 2000).

- BSE-2: Sismo con una probabilidad de excedencia de 2% en 50 y tendría una probabilidad de excelencia diferente en cada zona geográfica dependiendo de la sismicidad de cada región en particular (FEMA 356, 2000).

2.5 Objetivos del desempeño estructural

La selección de los objetivos del desempeño sismorresistente, para el diseño estructural, es el primer paso en la ingeniería basada en el desempeño; objetivos que corresponden a expresiones de acoplamiento entre un nivel de movimiento sísmico esperado y los niveles de desempeño deseados para una estructura (Bonett. 2003).

El costo de la interrupción de las actividades que se realizan, la ocupación, la importancia de las funciones, servicios que brinde la edificación, el posible costo de reparación y las consideraciones de la importancia de la estructura, como por ejemplo una fuente de patrimonio histórico y cultural; son factores necesarios a tener en cuenta para seleccionar los objetivos (Bonett. 2003). Las propuestas para los objetivos del desempeño estructural son:

2.5.1 Propuesta del comité VISION 2000. La recomendación se basa en los objetivos mínimos de desempeño de las estructuras de acuerdo con su uso, ocupación y grado de importancia durante y después de un sismo (SEAOC, 1995). Las cuales son:

- Estructuras críticas, edificaciones en las cuales se encuentran materiales peligrosos que podrían resultar en una amenaza latente e inminente para un amplio sector de la comunidad, los materiales que están dentro de esta clasificación pueden incluir explosivos, toxinas y materiales radiactivos (SEAOC, 1995).
- Estructuras esenciales, las cuales son las encargadas de todas las operaciones críticas luego de un evento sísmico; tales como refugios de emergencia, hospitales, estaciones de bomberos, centros de control de emergencia (SEAOC, 1995).

- Estructuras básicas, las cuales incluyen a todas las demás estructuras que no están incluidas en las estructuras críticas y esenciales (SEAOC, 1995).

En la tabla 6 se muestra la matriz propuesta por el Comité VISION 2000 en las que se definen los objetivos de desempeño; las columnas corresponden a los niveles de desempeño y las filas a los movimientos sísmicos de diseño; los números romanos corresponden a los tres tipos de estructuras considerados en la nota; en el caso de estructuras existentes, los niveles recomendados de desempeño sismorresistente, desde el punto de vista práctico, pueden requerir gastos económicos altos (SEAOC, 1995).

Tabla 6

Objetivos de desempeño sísmico de una estructura para el comité Visión 2000

Movimiento sísmico	Nivel de desempeño de la estructura			
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de vida	Prevención de colapso
Frecuente	I	X	X	X
Ocasional	II	I	X	X
Raro	III	II	I	X
Muy raro	-	III	II	I

Nota: X = Desempeño inaceptable; I = Estructuras básicas; II = Estructuras esenciales; III = estructuras de seguridad crítica. Basado en SEAOC (1995).

2.5.2 Propuesta del ATC-40. En esta propuesta se considera que el desempeño sísmico está definido cuando se selecciona el nivel de rendimiento de la estructura deseada para un tipo de sismo eventual. El objetivo de seguridad básico, que se muestran en la Tabla 7, es un objetivo de desempeño de dos niveles, definidos en el cual se observa que, para el sismo de diseño, el desempeño de la estructura debe corresponder al nivel de seguridad de vida, y para el sismo máximo le corresponde el nivel de estabilidad estructural (ATC-40, 1996).

Tabla 7

Objetivos de desempeño sísmico de una estructura para el ATC-40

Movimiento sísmico	Nivel de desempeño de la estructura			
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de vida	Estabilidad Estructural
Sismo de Servicio (SE)				
Sismo de Diseño (DE)			✓	
Sismo Máximo (ME)				✓

Nota: Objetivos de seguridad básica para estructuras. Basado en ATC (1996).

2.5.3 Propuesta del FEMA-356. El informe FEMA 356 indica que el objetivo seleccionado como base para el diseño será determinado en gran medida el costo y la viabilidad de la estructura, así como el beneficio que se obtendrá en términos de seguridad, reducción de daños e interrupción de la ocupación en futuros movimientos sísmicos. Los objetivos están resumidos en la tabla 8, la cual indica el rango de objetivos que se pueden usar, cada celda representa un objetivo de desempeño, con el cual se genera un objetivo de desempeño discreto o específico (FEMA 356, 2000). Los que se determinan como sigue:

- k +p = Objetivo de Seguridad Básico: en este objetivo se espera poco daño por movimientos sísmicos poco frecuentes y moderados, pero mayor daño y pérdida económica en movimientos sísmicos más severos e infrecuentes.
- k +p + cualquiera de a, e, i, b, f, j, ó n = Objetivos Mejorados: en este objetivo se espera daño por movimientos sísmicos poco frecuentes.
- o solamente ó n solamente ó m solamente = Objetivo Mejorado
- k solamente ó p solamente = Objetivo Limitado: en este objetivo se espera mayor daño en movimientos poco frecuentes y moderados.
- c, g, d, h, l = Objetivo Limitado

Tabla 8

Objetivos de desempeño sísmico de una estructura para FEMA356

Movimiento sísmico	Nivel de desempeño de la estructura			
	Operacional (1A)	Inmediatamente Operacional (1B)	Seguridad de vida (3C)	Prevención de colapso (5E)
50%/50 años	A	b	c	d
20%/50 años	E	f	g	h
BDE-1 (10%/50 años)	I	j	k	l
BDE-2 (2%/50 años)	M	n	o	p

Nota: Basado en FEMA 356 (2000).

2.6 Métodos de evaluación de la capacidad estructural

Se debe realizar un análisis a las estructuras, incluidas las medidas de rehabilitación, para determinar las fuerzas y deformaciones en los elementos del edificio causados por los diferentes niveles de movimientos sísmicos. Se tienen cuatro procedimientos para el análisis sísmico de edificaciones, dos procedimientos lineales y dos procedimientos no lineales (FEMA 356, 2000).

Para la evaluación de la capacidad estructural se tienen procedimientos, tales como:

2.6.1 Procedimientos lineales. Los procedimientos lineales son apropiados cuando la expectativa para el nivel de no linealidad es bajo, manteniendo el uso tradicional de la relación fuerza-deformación en su rango lineal, pero incorporando ajustes a las deformaciones globales del edificio, y también incluyen requerimientos en la calidad de los materiales utilizados, para permitir una mejor consideración de probables características no lineales en la respuesta sísmica (FEMA 356, 2000).

Generalmente, los procedimientos lineales se utilizan cuando las estructuras poseen una regularidad estructural en planta y en elevación. Si la estructura posee una o más irregularidades, los procedimientos lineales no se podrán utilizar. Los procedimientos lineales podrían brindar resultados inexactos si se aplican a edificios con sistemas estructurales irregulares, a menos que

sea capaz de responder al movimiento sísmico de manera elástica (FEMA 356, 2000). Un análisis lineal se puede desarrollar de forma estática o dinámica:

2.6.1.1 Análisis estático lineal. El procedimiento estático es apropiado cuando los efectos modales no son significantes, y esto generalmente ocurre en estructuras regulares y de corta altura; este procedimiento se utiliza para calcular los desplazamientos, fuerzas para el diseño sísmico y la distribución de fuerzas sísmicas (FEMA 356, 2000).

Las fuerzas sísmicas de diseño, la redistribución de fuerzas sobre la altura de la estructura, las fuerzas internas correspondientes y desplazamientos del sistema serán determinados usando procedimientos elásticos, proporcionando una adecuada aproximación para la capacidad elástica y de la primera cedencia, sin embargo, esto no pueden predecir un posible mecanismo de falla, ni toma en cuenta los efectos de cedencia luego de un evento sísmico (FEMA 356, 2000).

Las estructuras serán modeladas con una rigidez elástica lineal y valores consistentes de amortiguamiento viscoso equivalente con componentes que responden al nivel de cedencia, la magnitud de la carga lateral se selecciona con la intensidad que, cuando se aplique el modelo elástico del edificio, resulten de este análisis unos desplazamientos de diseño aproximados a los posibles desplazamientos máximos esperados al momento del sismo de diseño (FEMA 356, 2000).

El procedimiento está enlazado a la respuesta del desplazamiento del edificio, para tener una mejor consideración del posible comportamiento no lineal de la estructura, pues los desplazamientos son los mejores indicadores del daño en un rango no lineal. En este rango los cambios relativamente pequeños en la demanda de fuerzas corresponden a cambios grandes en la demanda del desplazamiento lateral del edificio; por lo que, cuando la estructura se comporta de forma no lineal, cambios relativamente pequeños en la fuerza aplicada ocasionaría un gran desplazamiento lateral (FEMA 356, 2000).

Si la estructura responde esencialmente de forma elástica al sismo de diseño, las fuerzas internas que se calculen serán razonablemente aproximadas a las fuerzas esperadas para el sismo de diseño. Y si la estructura tiene una respuesta inelástica, como comúnmente será el caso, las fuerzas internas que desarrollarían en la cedencia de la estructura serán menores que las fuerzas internas calculadas usando una carga lateral para el análisis (FEMA 356, 2000).

Este procedimiento representa las sollicitaciones sísmicas mediante fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación, procedimiento también conocido como método de fuerzas laterales equivalentes, descrito íntegramente en el capítulo 4.5 de la norma técnica de edificación E.030 (2016) del reglamento nacional de edificaciones del Perú.

2.6.1.2 Análisis dinámico lineal. Al igual que con el análisis estático lineal, se espera que el análisis dinámico lineal produzca desplazamientos máximos esperados durante el sismo de diseño, pero que producirán fuerzas internas que superaran a las que se obtendrían en un edificio en proceso de cedencia (FEMA 356, 2000).

Las fuerzas internas calculadas, usualmente excederán a aquellas que el edificio puede soportar, debido a la anticipada respuesta inelástica de los elementos (FEMA 356, 2000). El análisis dinámico se puede realizar utilizando los siguientes métodos:

- El análisis dinámico modal espectral: este método debe calcular las máximas respuestas modales para los que los modos capturen por lo menos un 90% de la masa participante del edificio analizado en ambas direcciones ortogonales de la estructura. Las relaciones o ratios de amortiguamiento modal reflejaran la amortiguación en los niveles de deformación de la estructura menores que las deformaciones en cedencia. Las máximas fuerzas en los miembros, desplazamientos, fuerzas cortantes en entrepisos y reacciones en la base para cada modo de vibración se combinarán usando la regla SRSS (suma de

raíz cuadrada) o la regla CQC (combinación cuadrática completa) por sus siglas en inglés respectivamente (FEMA 356, 2000). Este método está descrito en el capítulo 4.6 de la norma técnica de edificación E.030 (2016) del reglamento nacional de edificaciones del Perú.

- El análisis dinámico tiempo-historia: este método debe calcular la respuesta de la estructura a través del tiempo usando registros históricos. La matriz de amortiguación, asociada al modelo matemático planteado, debe reflejar la amortiguación en el edificio a niveles de deformación muy cercanas a la deformación en cedencia. Los parámetros de respuesta se calcularán para cada análisis del tiempo historia (FEMA 356, 2000). Este método está descrito en el capítulo 4.7 de la norma técnica de edificación E.030 (2016) del reglamento nacional de edificaciones del Perú.

2.6.2 Procedimientos no lineales. En los procedimientos no lineales, el término “no lineal” implica materiales no lineales o materiales con respuesta no lineal, también la no linealidad geométrica puede ser incluido; con el uso de estos procedimientos, es posible, en cierta manera, aproximarse a lo que realmente podría suceder en el edificio, pues la idealización del comportamiento de las estructuras tienen mayor certeza y así, se podrían estimar los mecanismos de falla y el potencial de un posible colapso progresivo (FEMA 356, 2000). Los procedimientos no lineales se pueden desarrollar de forma estática o dinámica.

2.6.2.1 Análisis estático no lineal. Para este procedimiento se tiene un modelo matemático, que incorpora las características no lineales de carga-deformación de la estructura, a la cual se aplicará una serie de cargas laterales monotónicas de forma incremental, las cuales representan fuerzas de inercia, producidas por su propia masa, ante un posible movimiento sísmico hasta alcanzar un desplazamiento objetivo (FEMA 356, 2000).

El desplazamiento objetivo mencionado, pretende representar el desplazamiento máximo que se podría experimentar durante un eventual movimiento sísmico; en razón a que el modelo matemático representa de manera directa los efectos de la respuesta inelástica del material, las fuerzas internas que son calculadas, como resultado, serán aproximaciones estimadas a las esperadas durante el sismo de diseño (FEMA 356, 2000).

2.6.2.2 Análisis dinámico no lineal. Para este procedimiento se tiene un modelo matemático, el cual incorpora de manera directa las características no lineales de carga-deformación de la estructural, la cual se someterá a movimientos sísmicos representadas por registros sísmicos de tiempo-historia para obtener fuerzas y desplazamientos (FEMA 356, 2000).

La base, los enfoques para el modelado y los criterios de aceptación del análisis dinámico no lineal son similares a los del análisis estático no lineal, la principal diferencia es que los cálculos de respuesta se desarrollan utilizando el análisis tiempo-historia; con el análisis dinámico no lineal los desplazamientos de diseño no se establecen utilizando un desplazamiento objetivo, como en el análisis estático no lineal, por el contrario, se determinan directamente a través del análisis dinámico, utilizando para esto los registros de los movimientos sísmicos. La respuesta calculada puede ser muy sensible a las características de los movimientos sísmicos, por lo tanto, el análisis debe llevarse a cabo con más de un registro sísmico. Debido a que el modelo matemático representa directamente los efectos de la respuesta no lineal, las fuerzas internas calculadas serán aproximaciones razonables a las esperadas durante el sismo de diseño (FEMA 356, 2000).

2.7 Capacidad estructural

La capacidad estructural de una edificación depende de la resistencia y de la capacidad de deformación de sus componentes individuales; con la finalidad de determinar la capacidad fuera del límite elástico, es inevitable utilizar algún tipo de análisis no lineal, como el análisis estático

nolineal o también conocido como el método del empuje o pushover; este procedimiento, como ya se mencionó, usa una serie de análisis elásticos de manera secuencial, los cuales se van superponiendo para aproximarse a una gráfica conocida con el nombre de curva de capacidad la cual relaciona la fuerza cortante en la base (V) y los desplazamientos (Δ) en el nivel superior de la estructura (ver Figura 9) y aproxima el posible comportamiento de la estructura después de exceder su límite elástico. El modelo matemático de la estructura se va modificando para considerar la reducción de resistencia de los elementos que llegando a su límite de fluencia; de esta forma, la aplicación de fuerzas horizontales, las cuales, de manera monotónica, se incrementan hasta que la estructura se vuelva inestable o alcanza su capacidad máxima de resistencia (ATC-40, 1996).

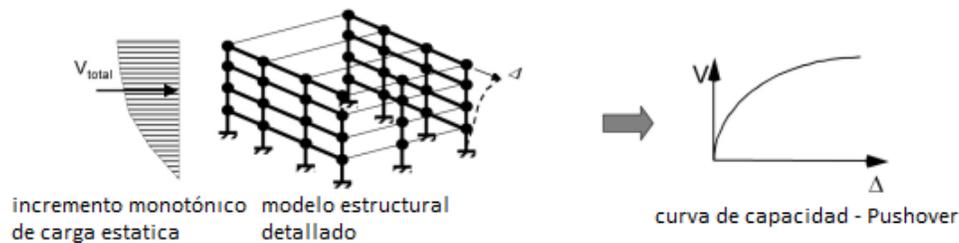


Figura 9. Esquema de curva de capacidad de una estructura espacial. Basado en FEMA 356 (2000).

Para realizar de forma directa un análisis estático nolineal, existen varios programas entre los cuales se destacan los programas: DRAIN, IDARC, RISA, RUAUMOKO, SAP2000, ETABS y PERFORM-3D.

2.8 Demanda sísmica

Los movimientos sobre el terreno en un evento sísmico producen patrones complejos de desplazamientos horizontales que varían con el tiempo, y seguir este procedimiento paso a paso para determinar los requisitos del diseño estructural se consideran poco práctico. Los métodos tradicionales de análisis lineal usan fuerzas laterales para representar una de las condiciones de diseño, mientras que para los métodos nolineales es más fácil y directo usar un conjunto de

desplazamientos laterales como condición de diseño. Para una estructura propuesta y un movimiento sísmico, el desplazamiento de demanda es la mejor respuesta esperada durante el movimiento sísmico (ATC-40, 1996).

La curva del espectro de respuesta, periodo (t) versus pseudo-aceleraciones (ver Figura 10), para el diseño de estructuras, consta de varios de varios segmentos, el segmento de aceleración constante cubre hasta t_s , el segmento de velocidad constante cubre hasta t_l y las pseudo-aceleraciones son proporcionales a la inversa de t. El segmento de periodo largo se define sobre t_l , que indica el periodo que marca la transición del segmento de velocidad constante al segmento de desplazamiento constante. Las pseudo-aceleraciones en el segmento de desplazamiento constante mayores a t son proporcionales a la inversa del cuadrado de t (FEMA P-1050, 2015).

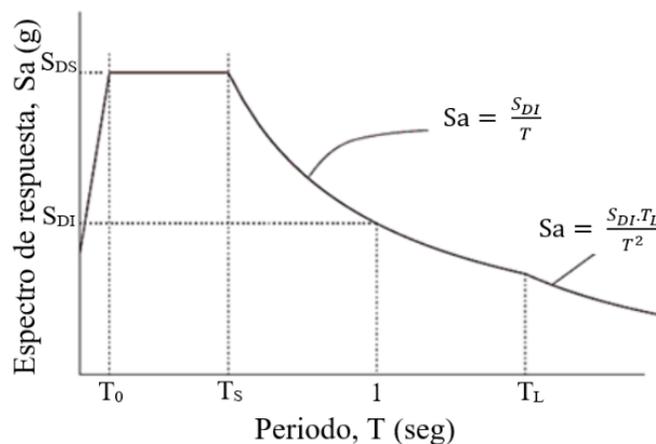


Figura 10. Diagrama espectro de respuesta. Basado en American Society of Civil Engineers [ASCE]/7-10 (2010).

2.9 Métodos de evaluación de la capacidad estructural

La interpretación y el significado adecuado del punto de desempeño de una edificación, es útil para la rehabilitación de estructuras existentes, para el análisis de vulnerabilidad, para el diseño de nuevas estructuras, la evaluación de un posible daño sísmico. La identificación del punto de desempeño permite entender, de mejor manera, el posible comportamiento de una estructura sometida a diferentes tipos de movimientos sísmicos y podría ayudar a incrementar los niveles de

seguridad a un bajo costo económico. El uso del análisis estático no lineal, sigue siendo ampliamente utilizado en los últimos años, como una alternativa para la evaluación del desempeño sismorresistente en el campo de la ingeniería sísmica; este análisis está considerado como más realista, en comparación a los procedimientos lineales utilizados en los diferentes códigos de diseño; una variedad de procedimientos de este tipo de análisis se está consolidando y han sido descritos en detalle en documentos como el ATC-40 y FEMA 356 (Bonett, 2003).

2.9.1 Método del espectro de capacidad. El procedimiento de análisis no lineal simplificado, una versión del método de espectro de capacidad y descrito en el documento ATC-40, se basa en la linealización equivalente. La suposición básica en los métodos de linealización equivalente es que el desplazamiento máximo de un sistema simple de grados de libertad no lineal se puede estimar a partir del desplazamiento máximo de un sistema simple de grados de libertad elástico lineal, sistema que tiene un periodo y una relación de amortiguamiento que son mayores que los valores iniciales para el análisis no lineal. El sistema simple de grados de libertad elástico, de la estructura, que se utiliza para estimar el desplazamiento inelástico máximo del sistema no lineal, se conoce generalmente como sistema equivalente o sustitutivo. Similarmente, el periodo de vibración y la relación de amortiguamiento del sistema elástico son comúnmente conocidos como periodo equivalente y relación equivalente de amortiguación, respectivamente. El concepto de amortiguación viscosa equivalente fue propuesto por primera vez en los años 30 por L. Jacobsen, cuando obtuvo soluciones aproximadas para la constante vibración forzada de sistemas simples de grados de libertad amortiguados, en los años 60 el mismo autor amplió el concepto de amortiguación viscosa equivalente para producir sistemas simples de grados de libertad y desde entonces se han propuesto muchos métodos, en el cual, el método del espectro de capacidad, descrito en el documento ATC-40, fue basado principalmente en la investigación de Freeman,

Nicoletti y Tirell (1975), donde se explica el procedimiento para obtener el punto de desempeño de estructuras nuevas y evaluación de la existentes (FEMA 440, 2005).

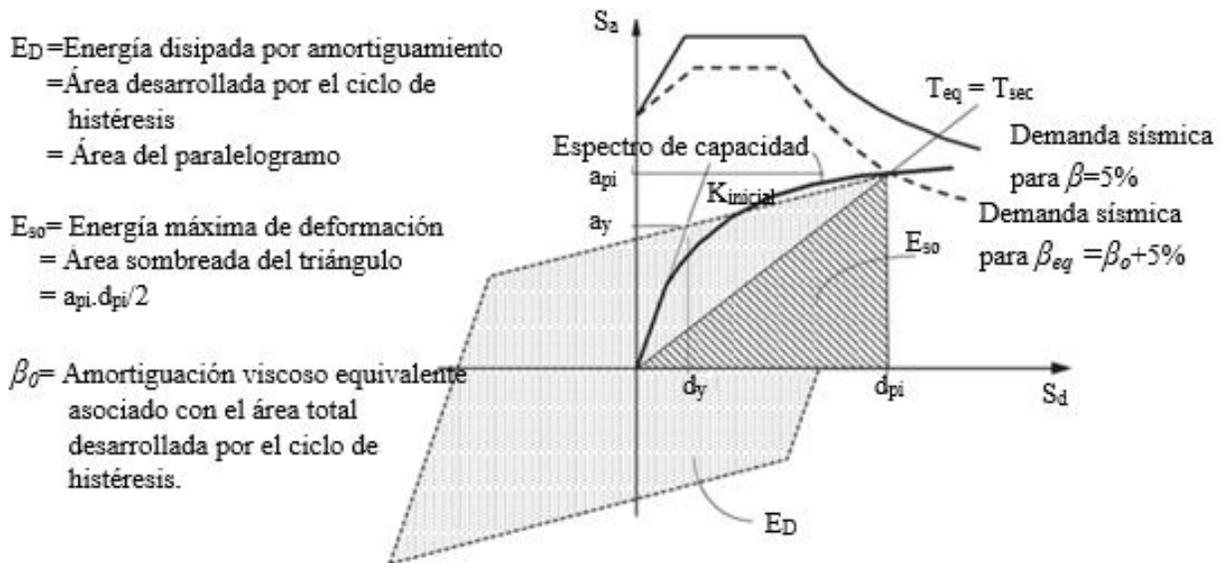


Figura 11. Representación del método espectro-capacidad de linealización equivalente.

Basado en FEMA440 (2005).

Este proceso comienza con la generación de una relación fuerza-deformación y es prácticamente idéntico al método de coeficientes de FEMA356, excepto que los resultados se trazan en un formato de espectros de respuesta de aceleración-deformación (ADSR), este formato es una conversión simple de la relación fuerza cortante en la base versus desplazamiento en el último nivel de la estructura, utilizando las propiedades dinámicas de los elementos de la estructura, y el resultado se denomina espectro de capacidad de la estructura; el movimiento sísmico también se convierte al formato ADSR, esto supone que el periodo equivalente, T_{eq} , intercepta el espectro de capacidad y con esto la solución para determinar el máximo desplazamiento inelástico (es decir, el punto de desempeño) es iterativa, esto permite que la curva de capacidad este graficada en los mismos ejes que la demanda sísmica y así este método gráfico compara la capacidad estructural con la demanda sísmica en un mismo diagrama, la cual permite

visualizar el probable comportamiento de una estructura al someterse a un eventual movimiento sísmico (FEMA440, 2005). Este método es descrito en detalle en el ATC-40.

2.9.2 Método del coeficiente de desplazamiento. El método del coeficiente de desplazamiento es el principal procedimiento estático no lineal, este enfoque modifica la respuesta elástica lineal, del sistema simple de grados de libertad equivalente, al multiplicarlo por una serie de coeficientes, desde C_0 a C_3 , para generar una estimación del máximo desplazamiento global, con lo que se puede estimar la ubicación del punto de desempeño sobre la idealizada curva pushover de forma bilineal, en el cual utiliza una versión modificada de la aproximación de desplazamientos iguales, propuesto por el ATC-40, para estimar el punto de desempeño de una estructura. El coeficiente C_0 es un factor de forma (a menudo como el factor de participación del primer modo de vibración), que relaciona el desplazamiento espectral de un sistema simple de grados de libertad equivalente con desplazamiento en el último nivel de la estructura con un sistema de múltiples grados de libertad; el coeficiente C_1 es la relación del desplazamiento máximo para la respuesta inelástica de un oscilador simple de grados de libertad, con comportamiento histerético no degradante, al desplazamiento máximo si el oscilador se mantuviera elástico; el coeficiente C_2 tiene en cuenta el efecto de estrangulación de la relación carga-deformación debido a la degradación de la rigidez y el deterioro de la máxima respuesta de resistencia, y dependen del tipo de estructura y los niveles de desempeños considerados; y el coeficiente C_3 se ajusta para los efectos de la no linealidad geométrica de segundo orden, cabe señalar que los efectos $P-\Delta$ son equivalentes a un tipo de degradación de la fuerza, que se produce en un ciclo simple de movimiento vibratorio, esto difiere de la degradación de la fuerza cíclica que ocurre en ciclos posteriores modelados con el oscilador de tipo SSD, estos dos tipos de degradación de la fuerza tienen implicaciones diferentes con respecto al comportamiento dinámico; estos coeficientes son empíricos y se derivan

principalmente de estudios estadísticos de los análisis históricos de la respuesta no lineal de los osciladores con un sistema simple de grados de libertad mediante el juicio de la ingeniería; éste método no requiere convertir la curva de capacidad a coordenadas espectrales ($S_a - S_d$), a diferencia del método del espectro de capacidad (FEMA 440, 2005).

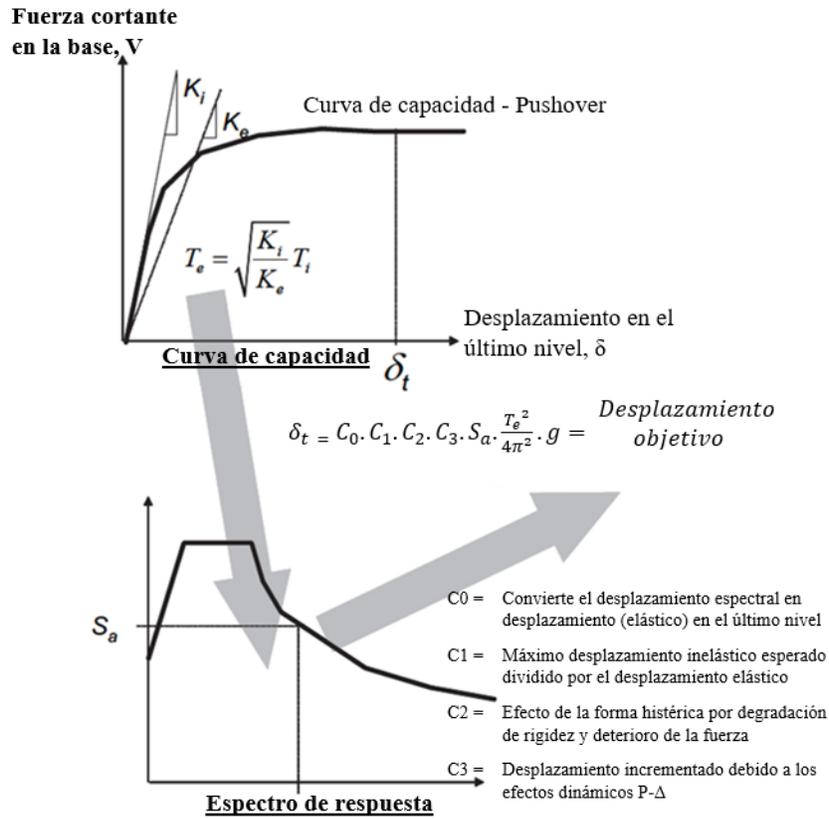


Figura 12. Esquema que ilustra el proceso del método de coeficiente de desplazamiento, para estimar el desplazamiento objetivo. Basado en FEMA440 (2005).

El periodo efectivo, se genera a partir de un periodo inicial, t_i , mediante un procedimiento gráfico que da cuenta sobre la pérdida de rigidez en la transición del comportamiento elástico al inelástico; el periodo efectivo representa la rigidez lineal del sistema simple de grados de libertad equivalente; cuando se traza sobre el espectro de respuesta en comparación con el periodo, el periodo efectivo identifica una respuesta de aceleración máxima para el oscilador, es por eso que, la amortiguación asumida, a menudo 5% de la amortiguación crítica, representa el nivel que podría

esperarse al responder en el rango elástico (FEMA 440, 2005). Este método es descrito en detalle en el documento FEMA 356.

2.9.3 Método mejorado para la linealización equivalente. Este procedimiento mejorado de linealización equivalente es una modificación del método de espectro de capacidad del ATC-40, procedimiento que fue mejorado debido a las diferencias en los resultados, cuando se los comparaba con los del FEMA356, al analizar una misma estructura.

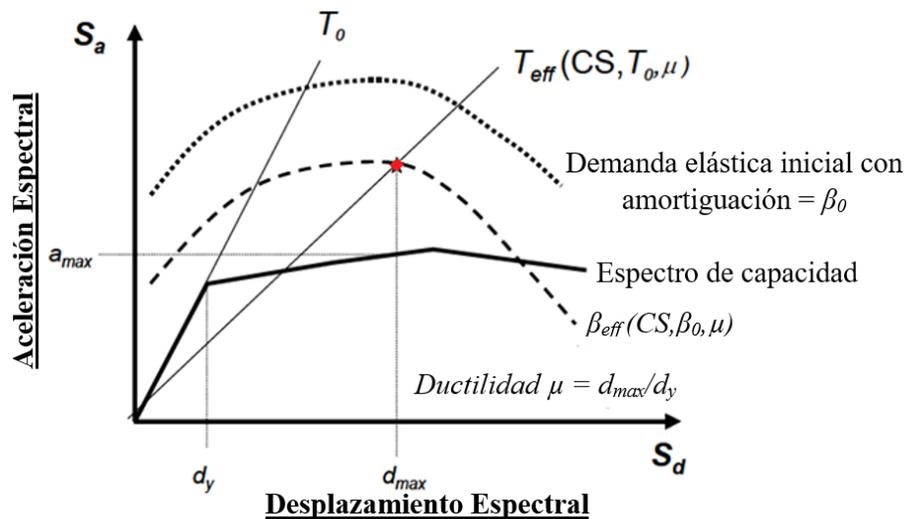


Figura 13. Espectro de respuesta de desplazamiento de aceleración (ADRS), que muestra los parámetros de periodo y amortiguación efectiva, junto con el espectro de capacidad. Basado en FEMA440 (2005).

Cuando la linealización equivalente se usa como parte de un proceso estático no lineal, para modelar la respuesta en una estructura con un sistema simple de grados de libertad, el objetivo es estimar la máxima respuesta de desplazamiento de la estructura no lineal con un sistema lineal equivalente utilizando un periodo, T_{eff} , y amortiguación efectiva, β_{eff} (ver figura 13). La relación de fuerza – deformación, que se muestra en la figura 13, en formato de espectro de respuesta de desplazamiento – aceleración, es la curva de capacidad y utiliza los procedimientos convencionales de FEMA356 o ATC-40 para su desarrollo (FEMA 440, 2005).

Dado que el periodo efectivo, T_{eff} , y amortiguación efectiva, β_{eff} , son funciones de la demanda de ductilidad, el cálculo del desplazamiento máximo utilizando la linealización equivalente no puede ser directo y requiere, necesariamente, un procedimiento de solución iterativo o gráfico. Este procedimiento mejorado es, desde el punto de vista procedimental, es básicamente el mismo que el procedimiento convencional propuesto en el documento ATC-40 y requiere la realización de los siguientes pasos:

1. Seleccionar una representación espectral del movimiento sísmico de interés con un amortiguamiento, β , inicial del 5% (usualmente). Este espectro de respuesta seleccionado puede ser un espectro de diseño de ATC-40 o FEMA356, un espectro determinístico específico del sitio o un espectro probabilístico de igual peligrosidad.
2. Modificar el espectro seleccionado, según corresponda, para la interacción suelo – estructura; esto implica, por un lado, la reducción potencial para las ordenadas espectrales en la interacción cinemática, y por el otro como una modificación en el amortiguamiento del sistema desde el valor inicial, β_i a β_o , para de esta forma tener en cuenta la amortiguación de la cimentación. Si se ignora la amortiguación de la cimentación, β_o es igual a β_i .
3. Convertir el espectro seleccionado, modificado para la interacción suelo – estructura, cuando corresponda, a un formato de espectro de respuesta de aceleración – desplazamiento (ADRS), de acuerdo con la orientación del documento ATC-40. Este espectro convertido, si es que fuera el caso, es la demanda ADRS inicial, como se muestra en la figura 14.
4. Generar una curva de capacidad, para la estructura que se analizará, la cual es una relación fundamental, en un modelo simple de grados de libertad, entre la aceleración

espectral y el desplazamiento espectral (ver figura 14). Para esto se requiere la conversión a formato ADRS, según el ATC-40.

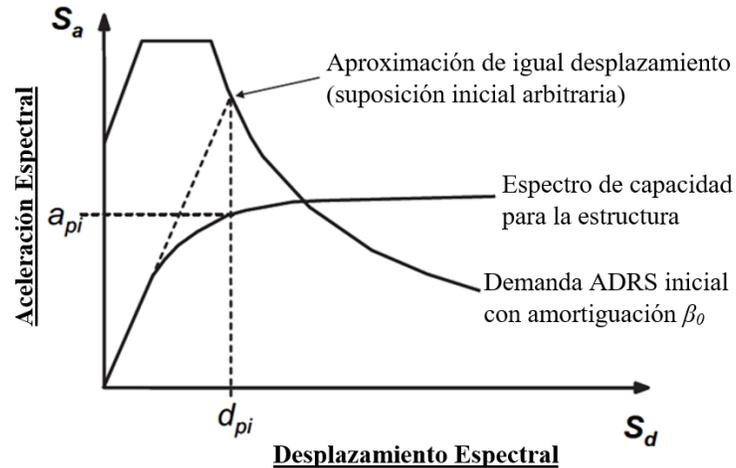


Figura 14. Demanda ADRS inicial y el espectro de capacidad. Basado en FEMA440 (2005).

5. Seleccionar un punto inicial de desempeño (máxima aceleración, a_{pi} , y desplazamiento, d_{pi}). Esto se puede basar en una correlación aproximada de coincidencia, como se muestra en la figura 14, o en cualquier otro punto basado en un criterio ingenieril.
6. Desarrollar el espectro de capacidad mediante una representación bilineal, según a los procedimientos del documento ATC-40. Esto define el periodo inicial, t_0 , el desplazamiento de fluencia, d_y , y la aceleración de fluencia, a_y ; parámetros que pueden variar para diferentes suposiciones a_{pi} y d_{pi} (figura 15).

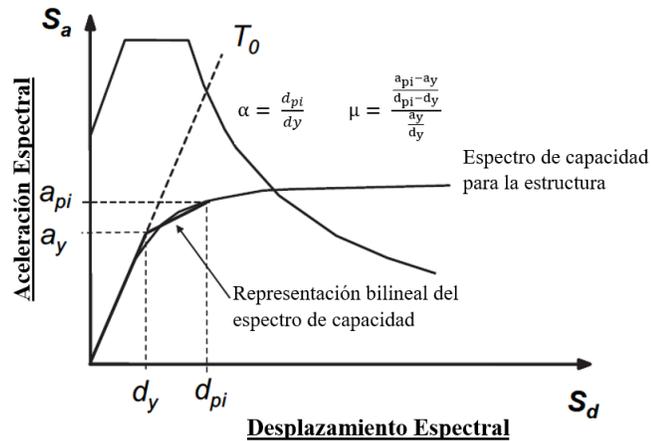


Figura 15. Representación bilineal del espectro de capacidad. Basado en FEMA440 (2005).

7. Teniendo en cuenta la representación bilineal, desarrollada en el paso 6, calcular la ductilidad, μ , y los valores de rigidez post-elástica, α , como se muestra en la figura 15.
8. Los valores calculados para la rigidez post-elástica, α , y ductilidad, μ , del paso 7, sirven para calcular la correspondiente amortiguación efectiva, β_{eff} , y el periodo efectivo, T_{eff} .

A partir de este paso en el procedimiento, hay tres opciones disponibles para identificar una solución. Los procedimientos A y B se describen ampliamente en el documento FEMA440, y a continuación se describen los pasos del procedimiento C, en el cual se usa el espectro modificado de respuesta de aceleración-desplazamiento (MADRS) para las ductilidades correspondientes, las múltiples soluciones (a_{pi} , d_{pi}) y para generar un registro de posibles puntos de desempeño, el real punto de desempeño de la estructura se encuentra en la intersección del espectro de capacidad y el mencionado registro.

9. Mediante el uso del amortiguamiento efectivo, determinado en el paso 8, se ajusta el ADRS inicial a β_{eff} , mediante el factor de reducción $B(\beta_{eff})$.
10. Multiplicar el factor de modificación, M , determinado usando el periodo efectivo, T_{eff} , con las ordenadas de aceleración del diagrama ADRS, para β_{eff} , para generar el espectro modificado de respuesta de aceleración deformación (MADRS).

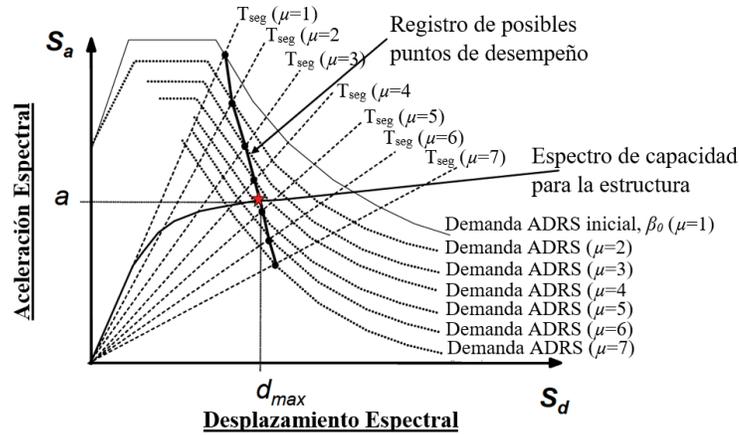


Figura 16. Registro de posibles puntos de desempeño. Basado en FEMA440 (2005).

11. La ubicación de un posible punto de desempeño está estimada por la intersección del MADRS con el periodo secante radial, T_{sec} , como se muestra la figura 16.
12. Disminuir o aumentar el punto de desempeño estimado y repetir el proceso para generar, de esta manera, una serie de posibles puntos de desempeño.
13. El real punto de desempeño se define por la intersección del registro de la serie de posibles puntos de desempeño, del paso 12, y el espectro de capacidad.

Con lo que, se puede apreciar que el procedimiento C es conducido a un proceso automático en el que se supone que la solución inicial corresponde a una ductilidad de 1 y en los ensayos posteriores se establecen ductilidades mayores (FEMA 440, 2005).

2.10 Definiciones de términos básicos

- Acción sísmica: Acción accidental debida a la ocurrencia de sismos, la cual incorpora los efectos traslacionales y los rotacionales respecto al eje vertical.
- Análisis Pushover: Es el nombre con el que, comúnmente, se le llama a un análisis estático no lineal, aplicado a una estructura.

- Amenaza sísmica: Probabilidad que se presente un sismo de determinadas características durante cierto período de tiempo.
- Aceleración de diseño: Valor de la aceleración del terreno para el diseño sismorresistente de obras de ingeniería.
- Análisis dinámico: En sistemas elásticos, es un análisis de superposición modal para obtener la respuesta estructural a las acciones dinámicas. En sistemas inelásticos es un análisis en el cual se calcula la historia en el tiempo de la respuesta estructural a las acciones dinámicas.
- Amortiguación efectiva: Es el valor de amortiguación viscosa equivalente correspondiente a la energía disipada por el edificio, o elemento del mismo, durante un ciclo de respuesta.
- Cedencia: Condición del sistema resistente a sismos, caracterizada por aumentos considerables de los desplazamientos, para pequeños incrementos del cortante basal.
- Centro de cortante: Punto donde actúa la fuerza cortante en un nivel, considerando que las fuerzas horizontales en cada nivel actúan en los centros de masa respectivos.
- Centro de rigidez de un nivel: Punto del nivel donde se aplica una fuerza cortante horizontal.
- Código Oficial (norma oficial): La organización, subdivisión política, oficina o persona legalmente encargada de administrar y hacer cumplir las disposiciones de esta norma.
- Componentes no estructurales: Aquellos elementos que no forman parte integrante del sistema resistente o estructura de la edificación; como componentes arquitectónicos, mecánicos o eléctricos de un edificio que están permanentemente instalados en, o son parte integral de, un sistema de construcción.

- Componentes estructurales: Aquellos elementos que forman parte integrante del sistema resistente o estructura de la edificación.
- Coeficiente sísmico: Cociente entre la fuerza cortante horizontal de diseño, que actúa en el nivel de base, y el peso total de la estructura.
- Conexión: Combinación de juntas para transmitir fuerzas entre dos o más miembros pertenecientes a una estructura.
- Criterios de aceptación: valores límite de propiedades como la distorsión, la demanda de resistencia y la deformación inelástica que se utilizan para determinar la aceptabilidad de un componente en un nivel de rendimiento determinado.
- Desplazamiento de fluencia: Momento en el cual se están produciendo como máximo el 50% de las incursiones inelásticas que forman el mecanismo de falla.
- Desplazamiento de diseño: desplazamiento de diseño sísmico de un sistema de aislamiento o disipación de energía, excluyendo el desplazamiento adicional debido a la torsión real y accidental.
- Deriva: Diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos niveles o pisos consecutivos.
- Demanda sísmica: Riesgo sísmico expresado en la forma de un espectro de respuesta de movimiento de terreno o un acelerograma con, o sin, una estimación de la deformación permanente del terreno.
- Desempeño sísmico: Describe en términos cualitativos la actuación, la ejecución y el comportamiento de una edificación después de la acción de un movimiento sísmico.

- Diafragma: Parte de la estructura, generalmente horizontal, con suficiente rigidez en su plano, diseñada para transmitir las fuerzas a los elementos verticales del sistema resistente a sismos.
- Ductilidad: Capacidad que poseen los componentes de un sistema estructural de hacer incursiones alternantes en el dominio inelástico, sin pérdida apreciable en su capacidad resistente.
- Edificación: Es una estructura que posee diafragmas, que compatibilizan los desplazamientos horizontales de los miembros que llegan a ese nivel.
- Edificaciones esenciales: Aquellas edificaciones que albergan instalaciones y/o dependencias cuyo funcionamiento en condiciones de emergencia debidas a una crisis sísmica, es crítica y vital para afrontar las consecuencias inherentes del desastre natural. Aquellas que son necesarias para atender la emergencia y preservar la salud, seguridad y atención de la población, después de un sismo.
- Efecto P- Δ : Efecto producido por las cargas axiales y los desplazamientos laterales sobre los momentos flectores en los miembros.
- Espectro de diseño: Espectro que incorpora el factor de reducción de respuesta correspondiente al sistema resistente a sismos adoptado.
- Excentricidad accidental: Valor adicional a la excentricidad estática que toma en cuenta los efectos debidos a: irregularidades en la distribución de masas y rigideces, y a la excitación rotacional del terreno.
- Factor de reducción de respuesta: Factor que divide las ordenadas del espectro de respuesta elástica para obtener el espectro de diseño.

- Fuerzas de diseño: Fuerzas que representan la acción sísmica sobre la edificación o sus componentes; están especificadas a nivel de cedencia.
- Fuerzas sísmicas: Fuerzas externas, capaces de reproducir los valores extremos de los desplazamientos y las solicitaciones internas causadas por la excitación sísmica actuando en el nivel de base.
- Irregularidad vertical: Una discontinuidad de fuerza, rigidez, geometría o masa en un nivel con respecto a los niveles adyacentes.
- Irregularidad en planta: Irregularidad horizontal en el diseño de los elementos verticales resistentes a la fuerza lateral, produciendo una desalineación entre el centro de masa y el centro de rigidez.
- Movimientos de diseño: Movimientos del terreno seleccionados en forma tal que su probabilidad de excedencia sea suficientemente pequeña durante la vida útil de la edificación; están caracterizados por sus espectros de respuesta.
- Muro de corte: un muro que resiste las fuerzas laterales aplicadas paralelamente a su plano.
- Nivel de desempeño: Corresponde a un estado de daño límite y una condición descrita por el daño físico en la edificación, la amenaza a la seguridad de la vida de los ocupantes del edificio debido al daño y la funcionalidad de la edificación posterior al movimiento sísmico.
- Nivel de desempeño esperado: Describe un nivel deseable de desempeño sísmico que pueden considerarse satisfactorio para una edificación sometida a un movimiento sísmico. Se define por la selección de un nivel de desempeño de la edificación para un nivel de movimiento sísmico determinado.

- Nivel de diseño: Conjunto de requisitos normativos asociadas a un determinado factor de reducción de respuesta, que se aplica en el diseño de miembros del sistema resistente a sismos, tipificados en alguna norma de edificaciones.
- Objetivo de rehabilitación: Un objetivo de rehabilitación consiste en uno o más objetivos de rehabilitación, cada objetivo consiste en la selección de un nivel de rendimiento del edificio objetivo y un nivel de peligro sísmico.
- Peligro sísmico: Cuantifica la probabilidad de ocurrencia de eventos sísmicos futuros que pueden afectar en forma adversa la integridad de edificaciones y sus ocupantes.
- Período fundamental: El período natural más alto de la estructura en la dirección considerada luego del análisis.
- Probabilidad de excedencia: Posibilidad, expresada como un porcentaje (%), de que ocurra un evento más severo dentro de un período de retorno medio específico expresado en número de años.
- Rigidez efectiva: El valor de la fuerza lateral en el edificio, o un elemento del mismo, dividido por el desplazamiento lateral correspondiente.
- Rigidez lateral de un entrepiso: Resultado de dividir la fuerza cortante y la diferencia de desplazamientos laterales elásticos entre los dos pisos del entrepiso en consideración.
- Sistema estructural: un conjunto de componentes que se unen para proporcionar una interacción regular.
- Sobrerresistencia: Valor real de la capacidad resistente, la cual excede la resistencia nominal de cálculo.

- Vida útil: Tiempo o duración en la cual se supone que una edificación se va a utilizar para el propósito que fue diseñada.
- Vulnerabilidad sísmica: Predisposición de un elemento o grupo de elementos expuestos a ser afectado o ser susceptibles a sufrir daño, ante la ocurrencia de un evento sísmico.
- Zona sísmica: Zona geográfica en la cual se admite que la máxima intensidad esperada de las acciones sísmicas, en un período de tiempo prefijado, es similar en todos sus puntos.

CAPÍTULO 3

Método

3.1 Tipo y diseño de la investigación

3.1.1 Tipo de la investigación. Para el presente estudio, se ha escogido un tipo de investigación, el cual, al tratarse de la estimación del desempeño sísmico, de una estructura aporticada de concreto armado, mediante un análisis estático no lineal y usando para esto programas de análisis computacional; por lo que, lo anterior configura como una investigación de tipo aplicada, bajo un nivel descriptivo.

Según Zorrilla (1993), al referirse de la investigación aplicada, explica: *“La investigación aplicada, guarda estrecha relación con la básica, de tal modo que, depende de los avances y descubrimientos de la investigación básica, sin embargo, se caracteriza por su interés en la aplicación, utilización y consecuencias de los conocimientos. La investigación aplicada busca el conocer para hacer, para construir, para modificar.”* (p.43)

En cuanto al carácter descriptivo de una investigación, Bernal (2010) expone que: *“La investigación descriptiva es uno de los tipos o procedimientos investigativos más utilizados por los principiantes en toda actividad investigativa. Los trabajos de grado, en los pregrados y en muchas de maestría, son estudios de carácter eminentemente descriptivo. En tales estudios se muestra, reseñan, narran o identifican situaciones, rasgos, características de un objeto de estudio, o se diseñan productos, modelos, prototipos, guías, etc.; sin embargo, no se dan explicaciones o razones de las situaciones, los hechos, los fenómenos, etcétera”* (p.113).

3.1.2 Diseño de la investigación. El diseño empleado para la elaboración de este trabajo de investigación se considera del tipo Analítica.

En cuanto a las investigaciones analíticas, Hurtado (2000) establece: *“La investigación analítica incluye tanto el análisis como la síntesis. Analizar, desde las definiciones que se han manejado convencionalmente, significa desintegrar o descomponer una totalidad en sus partes, para estudiar en forma intensiva cada uno de sus elementos y la relación de estos elementos entre sí y con la totalidad. Por otra parte, síntesis significa reunir varias cosas de modo que conformen una totalidad coherente; sintetizar implica reconstruir, volver a integrar las partes de la totalidad, dentro de una comprensión más amplia que la que se tenía al comienzo.”* (p.269).

3.2 Ámbito temporal y espacial

El ámbito temporal de la presente investigación oscilará desde la entrada en vigor de las normas técnicas que conforman el marco teórico conceptual del presente documento:

- NTE E.020: entró en vigor el 9 de junio de 2006.
- NTE E.030: inicialmente tuvo una vigencia hasta el año 2014, y el 24 de enero de 2016 entró en vigor la modificación a la norma vía decreto supremo N° 003-2016-Vivienda.
- NTE E.060: entró en vigor la actualización en 2009.

El ámbito espacial de la presente investigación se enfocará en el probable evento sísmico que pudiese ocurrir en alguna de las principales ciudades de la franja costera del Perú, que se encuentran dentro de la misma zona sísmica, las cuales son: Lima, Arequipa, Piura, etc.

3.3 Variables

- Variable independiente (VI): Aplicación del procedimiento de análisis estático no lineal.
- Variable dependiente (VD): Desempeño sísmico.

3.3.1 Operacionalización de variables

Tabla 3

Operacionalización de las variables planteadas

Variable	Definición Operacional	Indicadores	Medición
Aplicación del procedimiento de análisis estático no lineal – Pushover	Criterios técnicos descritos en FEMA-356 para obtener los parámetros numéricos de modelación para cada rótula y aceptación de cada una de las rótulas.	Parámetros de modelado de las rótulas plásticas Criterios de aceptación de las rótulas de plásticas	<ul style="list-style-type: none"> - Angulo de rotación plástico (rad) - Ratio de esfuerzo residual (adimensional) - IO: ocupación inmediata. - LS: seguridad de vida. - CP: prevención del colapso.
Desempeño sísmico	Nivel de desempeño, según los límites propuestos por el comité VISION 2000, luego de aplicar el procedimiento para un análisis estático no lineal.	Niveles de desempeño de la estructura	<ul style="list-style-type: none"> - Operacional - Inmediatamente Ocupacional - Seguridad de Vida - Prevención del colapso

Nota: Elaboración propia.

3.4 Población y muestra

3.4.1 Población. Para los efectos de esta investigación, se puede definir como población todas las edificaciones del tipo residencial de 5 niveles proyectadas en zonas de alto riesgo sísmico.

De acuerdo con Fracica (1988), población es “*el conjunto de todos los elementos particulares a los cuales se refiere la investigación; también se le puede definir como el conjunto de todas las unidades del muestreo*” (p. 36).

3.4.2 Muestra. Para determinar la muestra se tomó en cuenta que la estructura: tiene la ubicación geográfica más crítica o vulnerable del territorio Peruano; tiene la categoría de uso más común para las edificaciones construidas actualmente; tiene un perfil de suelo medianamente rígido en las que se cimientan las edificaciones; tiene un sistema estructural en base a pórticos de

concreto armado, el cual no es el sistema estructural comúnmente usado en nuestro país, pero sí el que podría estar más expuesto ante un ocasional evento sísmico; y tiene una cantidad de pisos que produzcan una deformación relativa que este dentro del rango permitido, para luego poder evaluar la no linealidad con elementos esbeltos de concreto armado. Por lo que, la muestra seleccionada para la presente investigación es una estructura regular de 5 pisos de uso común destinado a viviendas, con un sistema estructural de pórticos de concreto armado, un tipo de suelo intermedio, y ubicada en la ciudad de Lima.

3.5 Instrumentos y/o fuentes de recolección de datos

Para el logro de cada uno de los objetivos específicos se procederá a emplear el software para análisis y diseño de edificios ETABS (versión 15.0), como instrumento fundamental, mediante el cual se podrán modelar las estructuras para ejecutar el análisis y diseño de las mismas.

3.6 Procesamiento de datos

Se procesarán los datos necesarios, mediante el uso de la técnica de observación directa para así obtener la posible estimación de la capacidad sismorresistente de la estructura.

3.7 Análisis e interpretación de la información

La técnica de análisis de datos representa la forma de cómo será procesada la información recopilada para la investigación y puede ser Cualitativa o Cuantitativa; por lo que, en esta investigación, se utilizaran ambas técnicas de análisis de datos.

La técnica de análisis cualitativo, para la recolección de datos obtenidos a través de la bibliografía, documentos, etc.; y la técnica de análisis cuantitativo, en la utilización de los programas de análisis y cálculo estructural a los datos.

CAPÍTULO 4

Caso de aplicación

4.1 Análisis y diseño de la estructura

4.1.1 Estructura a estudiar. La estructura a estudiar es una edificación de 5 pisos, con plantas idénticas de 26 por 26 metros, ejes espaciados cada 6.5 metros, en el primer piso la altura de entrepiso es de 3 metros y 2.8 metros en los entrepisos siguientes. El sistema sismorresistente está conformado por columnas rectangulares de 30 centímetros y 70 centímetros de lado, columnas en “L” de 70 centímetros de lado y 30 centímetros de espesor, columnas en “T” de 70 centímetros de lado y 30 centímetros de espesor, columnas en “+” de 70 centímetros de lado y 30 centímetros de espesor, además se considera una losa bidireccional de 17 centímetros de espesor que actuará como diafragma rígido. La imagen del modelo del edificio, a estudiar, se muestra a continuación:

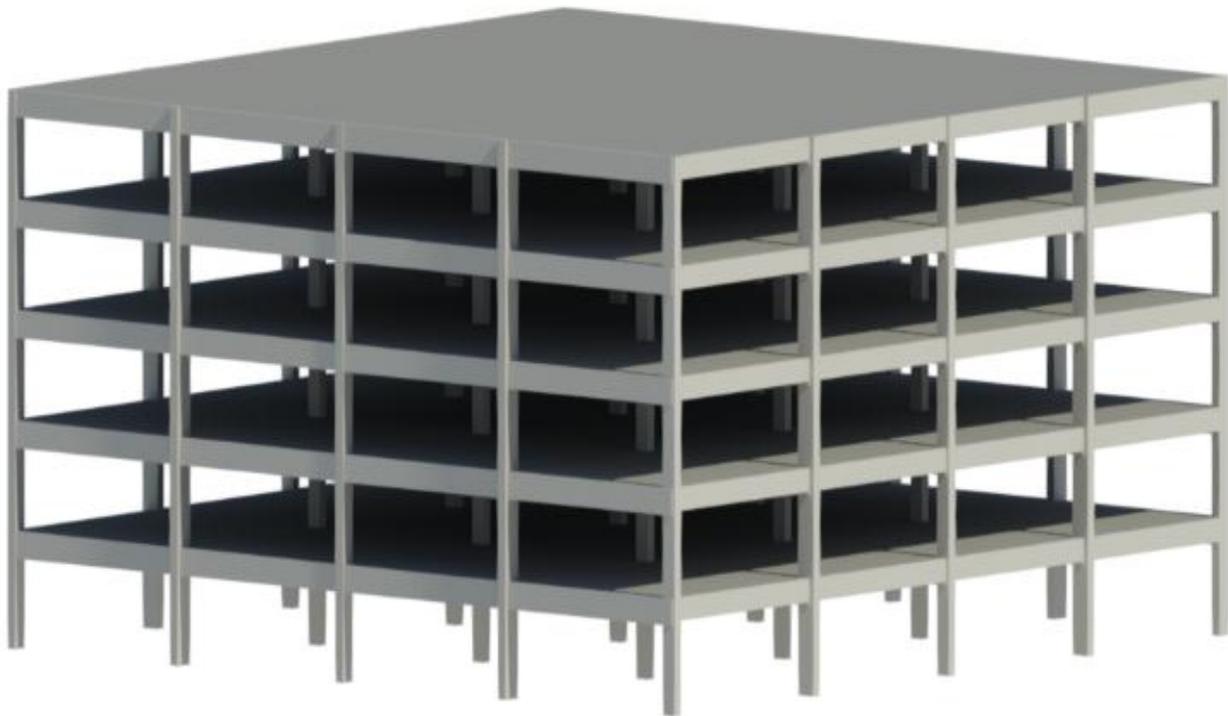


Figura 17. Vista tridimensional de la edificación de 5 pisos. Elaboración propia.

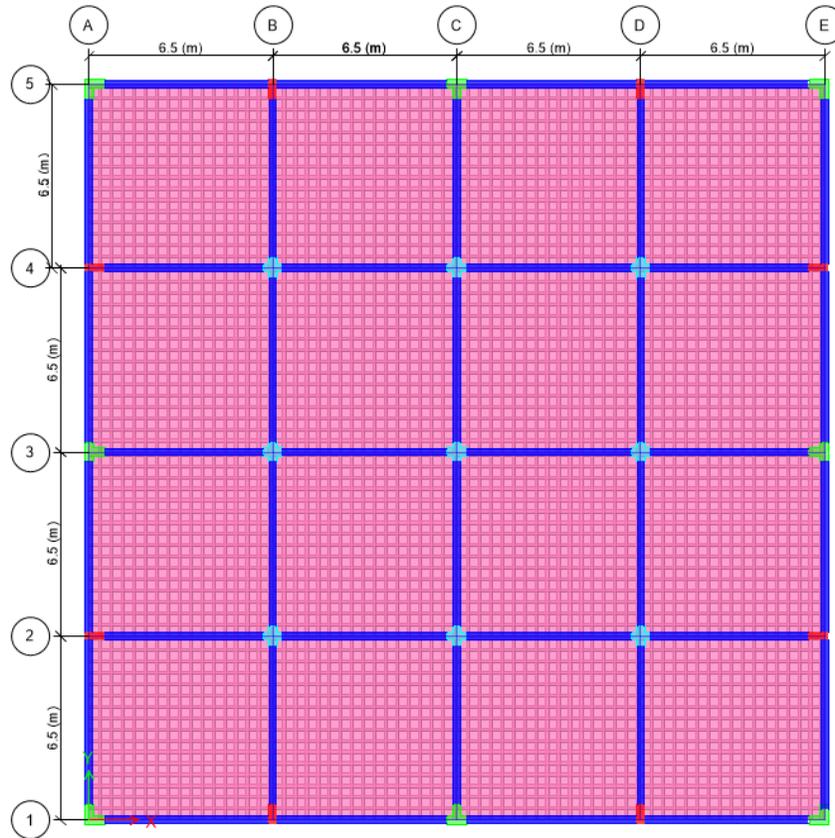


Figura 18. Vista en planta del modelo matemático, desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.

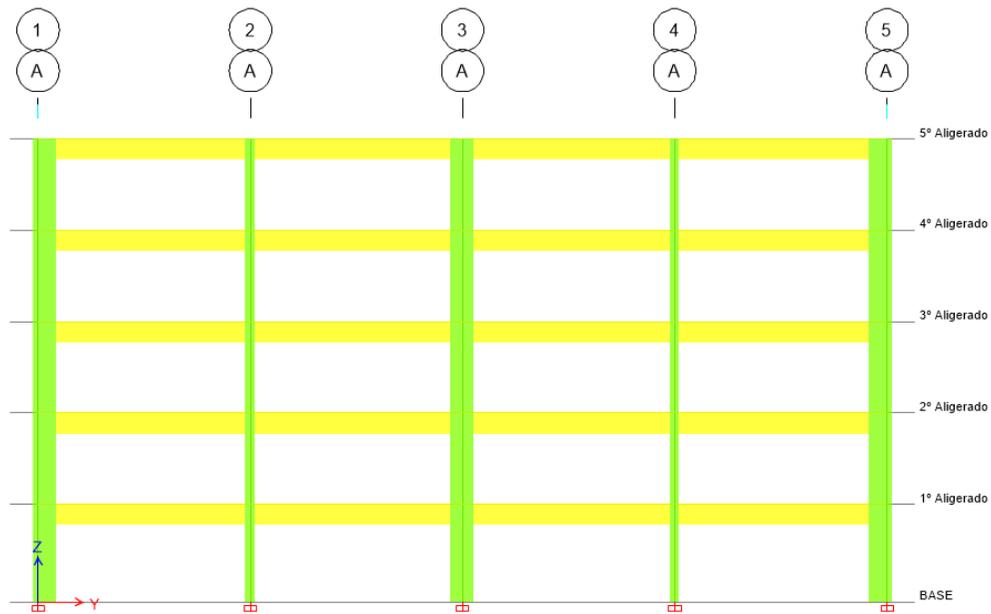


Figura 19. Vista en elevación de los ejes 1-5-A-E del modelo matemático, desarrollado en el software ETABS.

Elaboración propia.

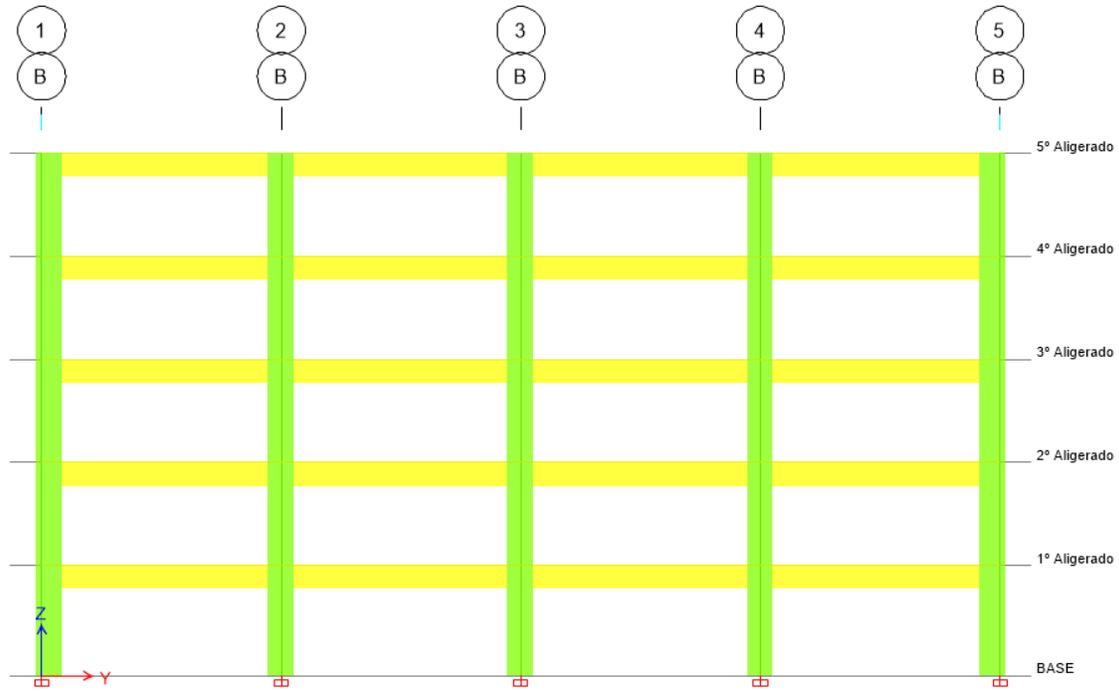


Figura 20. Vista en elevación de los ejes 2-4-B-D del modelo matemático, desarrollado en el software ETABS.

Elaboración propia.

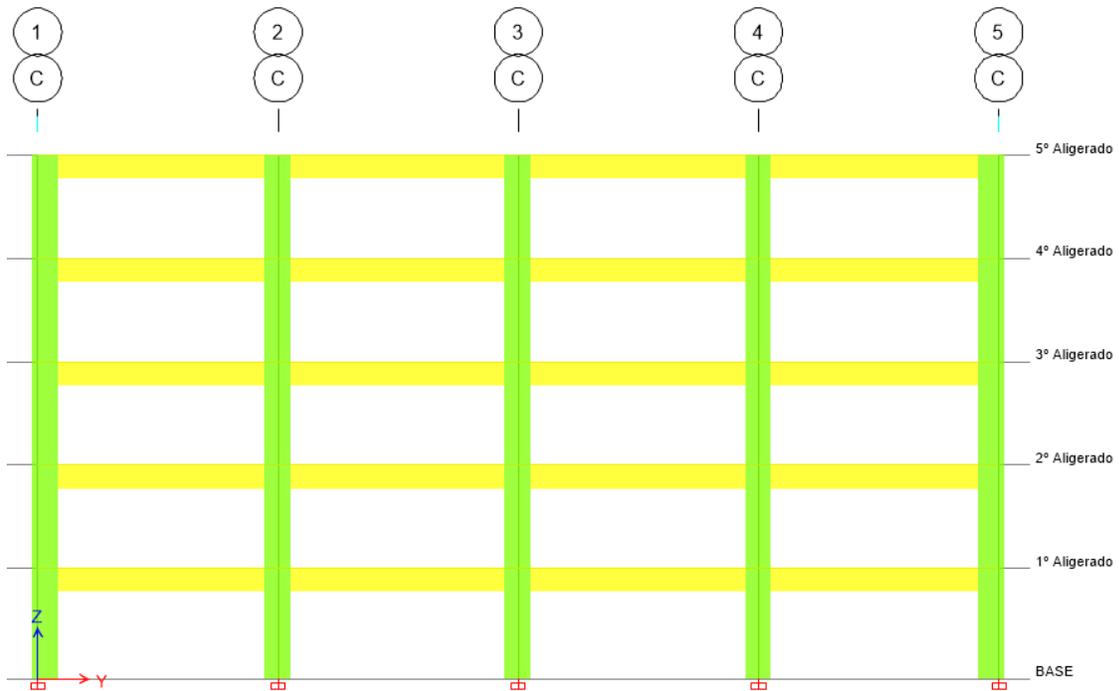


Figura 21. Vista en elevación de los ejes 3-C del modelo matemático, desarrollado en el software ETABS.

Elaboración propia.

4.1.2 Bases del cálculo

4.1.2.1 Descripción general. La estructura está destinada a ser utilizada como edificio de departamentos de uso habitacional, así según la clasificación establecida en la norma técnica de edificación E.030 “Diseño Sismorresistente” del Reglamento Nacional de Edificaciones, se enmarca en la descripción correspondiente a un edificio Categoría C. Estará ubicada en el departamento de Lima, que corresponde a la Zona 4, y según zonificación sísmica mostrada en la NTE E.030 (2016) “diseño sismorresistente” del reglamento nacional de edificaciones. Se asume una cimentación sobre un perfil de suelo intermedio, de acuerdo a clasificación indicada en la NTE E.030 (2016) “diseño sismorresistente” del reglamento nacional de edificaciones (N.T.E.030).

4.1.2.2 Sistema sismorresistente. El edificio está estructurado en base a pórticos de concreto armado, que serán los elementos principales encargados de resistir las fuerzas de la demanda sísmica y de gravedad, el sistema sismorresistente contará además con diafragmas rígidos correspondientes a las losas en cada nivel de piso. El diseño, análisis y modelación de la cimentación escapa a los objetivos del presente trabajo, por lo que no serán tomadas en cuenta, simplemente se considerarán los elementos verticales como empotrados perfectamente en su base.

4.1.2.3 Método de diseño. Para el diseño de estructuras de concreto armado se utilizará el diseño por Resistencia para lo cual se utilizará el NTE E.060 (2009) Concreto Armado, basado en el ACI 318-05. A manera de simplificar el presente estudio, y teniendo en consideración que el diseño de los elementos de concreto armado no es ningún objetivo de la presente tesis, se utilizará el diseño automatizado de concreto armado, incluido en el software ETABS.

4.1.2.4 Normativa utilizada. Para el diseño inicial se considerarán las siguientes normas:

- Norma Técnica de edificación E.060 Concreto Armado, basado en ACI 318-05.
- Norma Técnica de edificación E.020 Cargas.

- Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente (Actualizado en el 2016).

Tomando en cuenta que la presente tesis trata de la estimación del desempeño sísmico de estructuras ante eventos sísmicos, no se consideraran en el diseño la norma técnica de edificación E.050, Suelos y Cimentaciones; ni la norma técnica de edificación E.070, Albañilería.

4.1.2.5 Materiales utilizados

- Concreto armado: El presente estudio tiene en consideración que todos los elementos estructurales de concreto armado tienen una resistencia a la compresión de $f'_c=280$ kgf/cm².
- Acero de refuerzo: El refuerzo de los elementos estructurales, es de acero corrugado A615 Grado 60, y tiene una resistencia a la compresión de $f_y= 4.200$ kgf/cm².

Tabla 10

Propiedades constitutivas para los elementos de concreto armado

Propiedades	Valores numéricos
Peso por unidad de volumen (W_c)	2 400 kg/m ³
Módulo de elasticidad (E_c)	250 998 kg/cm ²
Módulo de elasticidad (E_s)	2 100 000 kg/cm ²
Coefficiente de Poisson (ν)	0.18
Coef. de dilatación térmica	1,2x10 ⁵ 1/°C
Módulo de corte (G)	113.877

Nota: Elaboración propia.

4.1.2.6 Cargas y sobrecargas utilizadas

Las cargas permanentes, correspondiente al peso de los elementos, son calculados automáticamente por el Software ETABS en función a las dimensiones de los elementos, con excepción de la carga correspondiente a los acabados de las losas.

Las cargas vivas, son aplicadas sobre todas las losas de entrepiso, la carga viva utilizada es de 200 kg/m^2 , según indica la tabla 1 de la NTE E.020 (2006). Esta carga se aplicará a todos los entrepisos, a excepción de la azotea donde la carga viva utilizada es de 100 kg/m^2 .

La carga sísmica es determinada mediante un análisis estático lineal o un análisis dinámico lineal, específicamente el análisis modal espectral que esta normado por la NTE E.030 (2016). La posible demanda sísmica tiene una relación directa con un espectro elástico, el cual está en función de la aceleración espectral S_a , el cual a su vez depende de:

- La zonificación, teniendo en cuenta la figura N°1 de la NTE E.030 (2016), le corresponde un factor Z , el cual es interpretado como la aceleración horizontal máxima en el suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años y se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad (NTE E.030, 2016). Según la referida norma, para la ciudad de Lima, la zona sísmica de la franja costera es la zona número 4, entonces la edificación tendrá un factor a considerar igual a $Z=0.45$.
- La categoría de la edificación y el factor de uso U , que depende de los servicios que brinde la estructura. Se entiende que la estructura analizada estará destinada para viviendas y esto la clasifica como categoría C (edificios comunes) y le corresponde un factor igual a $U=1.0$
- El factor de amplificación sísmica C , el cual depende del período de los modos de vibración de la estructura T .
- El factor de ampliación del suelo S , el cual depende del tipo de perfil de suelo; el suelo de cimentación se clasifica como tipo S2 y le corresponde un factor de suelo $S=1.05$ y un periodo predominante de vibración de $T_p=0.6\text{seg}$.

- El coeficiente básico de reducción depende del sistema estructural y el tipo de material utilizado para la edificación; en este estudio, el sistema estructural está en base a pórticos de concreto armado, y por ende el coeficiente básico de reducción es $R_0=8$.
- La regularidad estructural, la NTE E.030 (2016) indica que las estructuras pueden ser clasificadas como regulares o irregulares, según la tabla N°8 y N°9, de la citada norma, y teniendo en cuenta las restricciones de la tabla N°10, de la misma cita; con esto se puede estimar el coeficiente R de reducción de fuerzas sísmicas, y en función a eso, como valores iniciales suponemos que $I_a=1$ y $I_p=1$, con lo que la verificación de la regularidad se realizará luego del análisis de la estructura.
- El coeficiente de reducción para la demanda sísmicas, según la NTE E.030 (2016), se determina multiplicando el coeficiente R_0 y los factores I_a e I_p ; en consecuencia, el valor inicial para el coeficiente de reducción es $R=8$.

El cálculo de la demanda sísmica está en función de los siguientes parámetros y esta resumida en la siguiente tabla:

Tabla 11
Parámetros para definir el espectro de diseño, según la NTE E.030

Parámetros sísmicos	Valores numéricos
Zona sísmica	$Z = 0.45$
Factor de uso	$U = 1$
Factor de amplificación sísmica	$C = 2.5$
Factor de suelo	$S = 1.05$
Coef. de reducción sísmica	$R = 8$

Nota: Elaboración propia.

4.1.3 Análisis modal. Como se mencionó antes, el análisis modal permite obtener información importante como los modos de vibración y el periodo fundamental de la estructura, el cual depende

de su rigidez, su masa y en ningún caso de la demanda sísmica, y en función a esto permite estimar el comportamiento de la estructura durante un sismo.

4.1.3.1 Modelo matemático en el programa automatizado ETABS. Se usó el programa ETABS para realizar el análisis modal y sísmico. Para lo cual se tuvieron las siguientes consideraciones:

- Para los elementos se asignó el material “Concreto Armado $F_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ ”

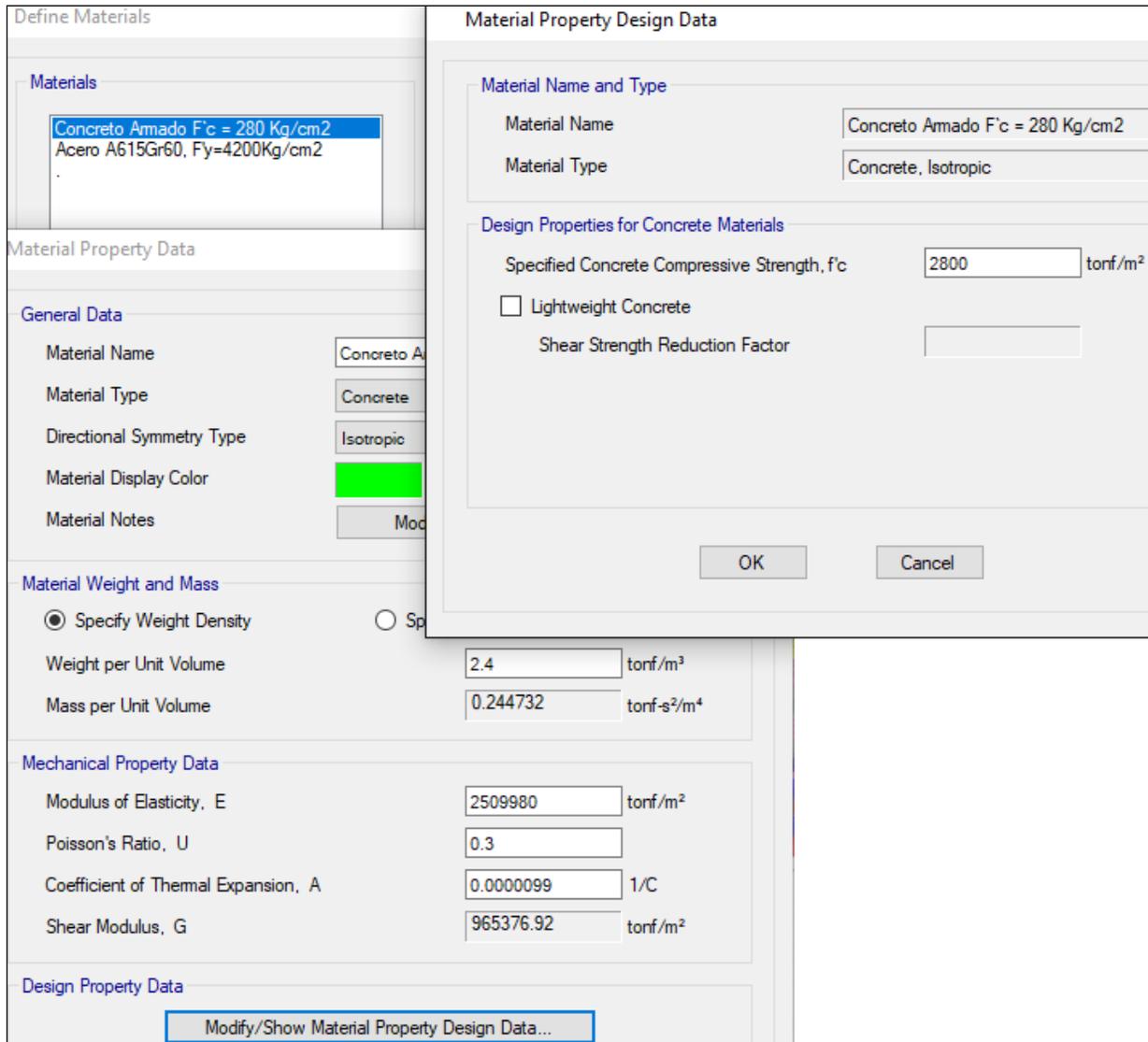


Figura 22. Definición para el Concreto Armado $F_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ en el modelo matemático, desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.

- Para los elementos columnas y vigas se definieron los siguientes elementos “Frame”: “C Rectangular”, “CL70x70”, “CT70X70”, “CX70X70”, “VIGA”

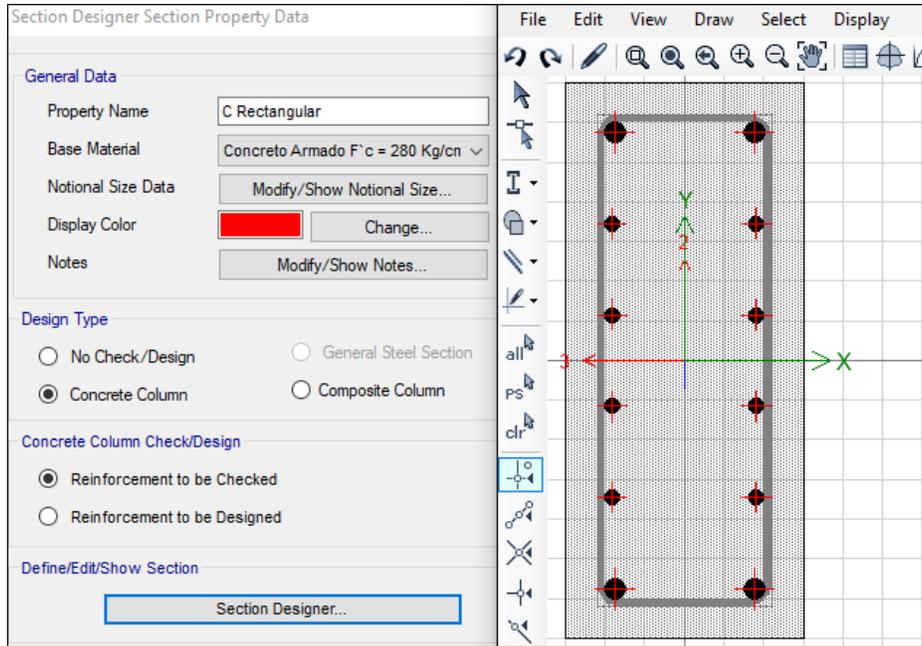


Figura 23. Definición para la Columna Rectangular en el modelo matemático, desarrollado en el software ETABS.

Elaboración propia.

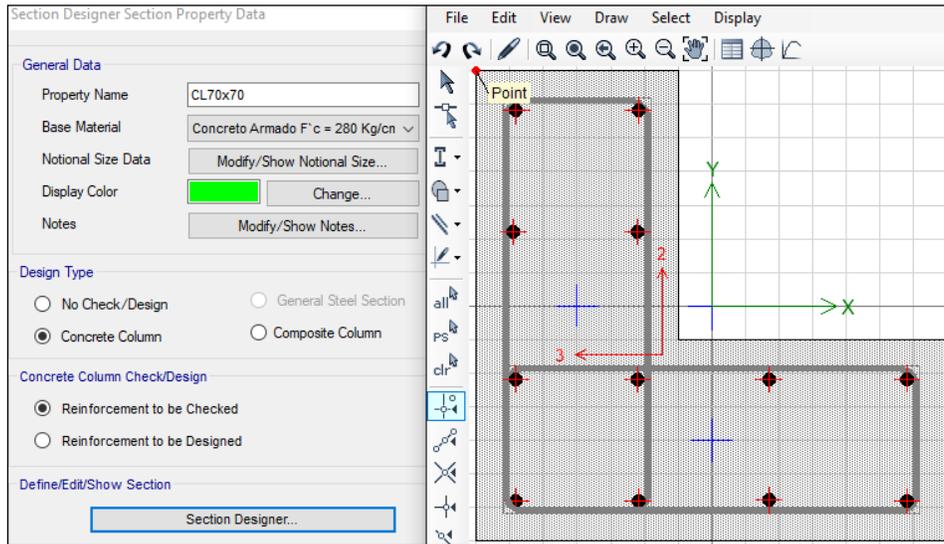


Figura 24. Definición para la Columna de sección “L” en el modelo matemático, desarrollado en el software

ETABS. Elaboración propia.

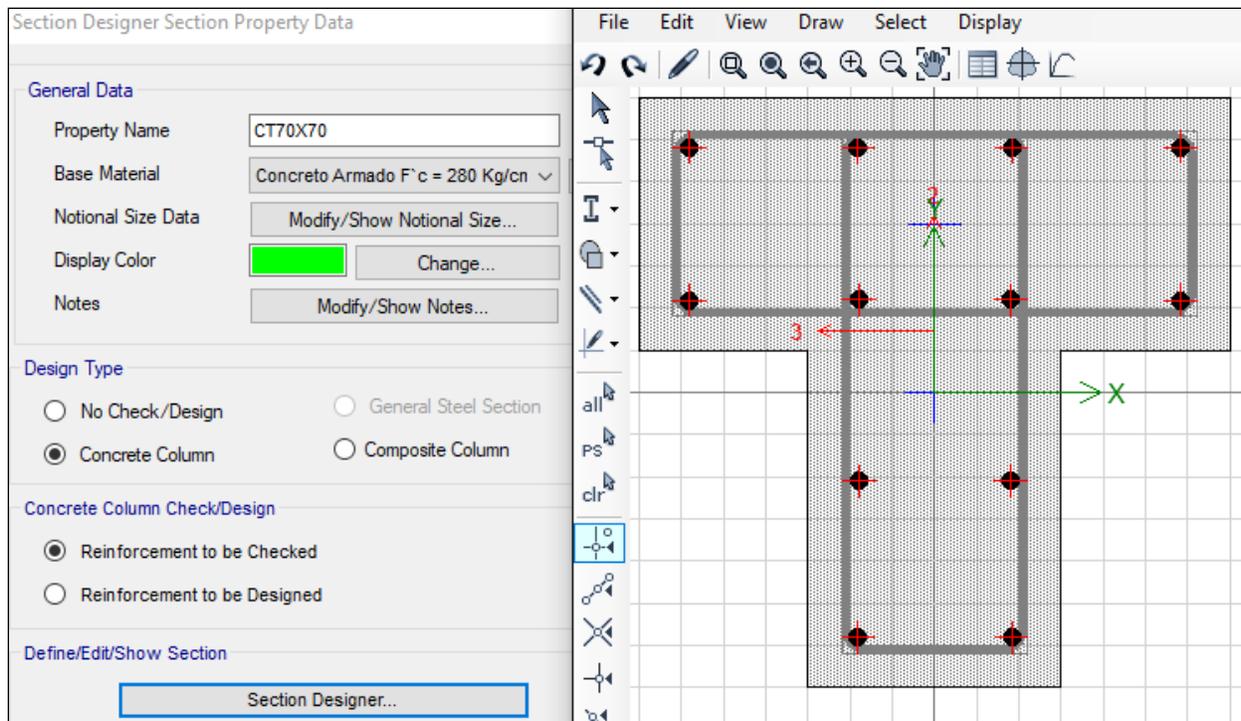


Figura 25. Definición para la Columna de sección “T” en el modelo matemático, desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.

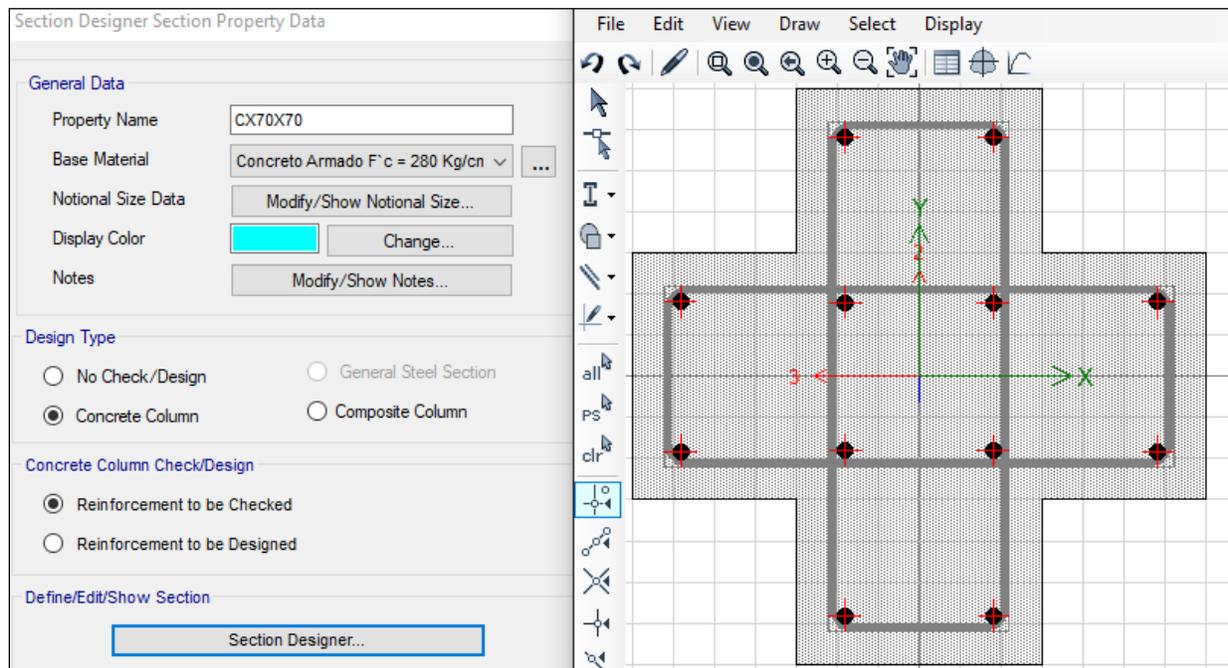


Figura 26. Definición para la Columna de sección “+” en el modelo matemático, desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: VIGA

Material: Concreto Armado F'c = 280 Kg/cm²

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 0.65 m

Width: 0.25 m

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

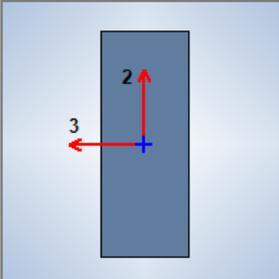


Figura 27. Definición para la Viga en el modelo, desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.

- Para los elementos losa, se define el elemento membrana: “LOSA ALIGERADA 2S”.

Slab Property Data

General Data

Property Name: LOSA ALIGERADA 2S

Slab Material: Concreto Armado F'c = 280 Kg/cm²

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Membrane

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show...

Use Special One-Way Load Distribution

Property Data

Type: Waffle

Overall Depth: 0.17 m

Slab Thickness: 0.05 m

Stem Width at Top: 0.1 m

Stem Width at Bottom: 0.1 m

Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 1-Axis: 0.4 m

Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 2-Axis: 0.4 m

Figura 28. Definición para la losa en el modelo, desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.

- A todos lo entrepisos se le asignó un diafragma rígido llamado “D1”

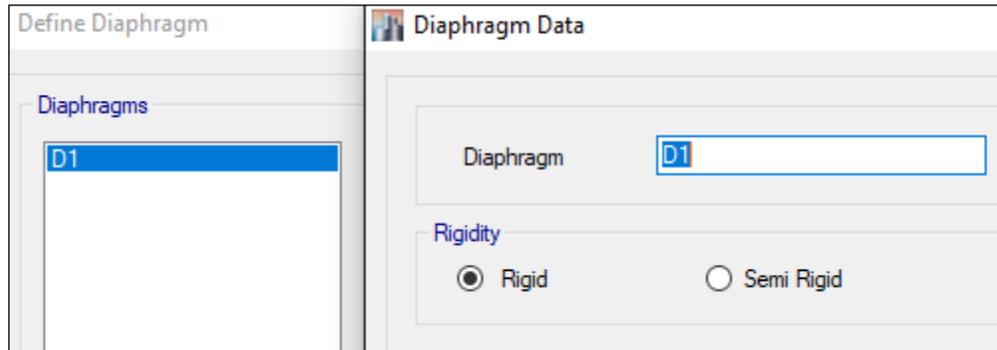


Figura 29. Definición para el diafragma rígido en el modelo matemático, desarrollado en el software ETABS.

Elaboración propia.

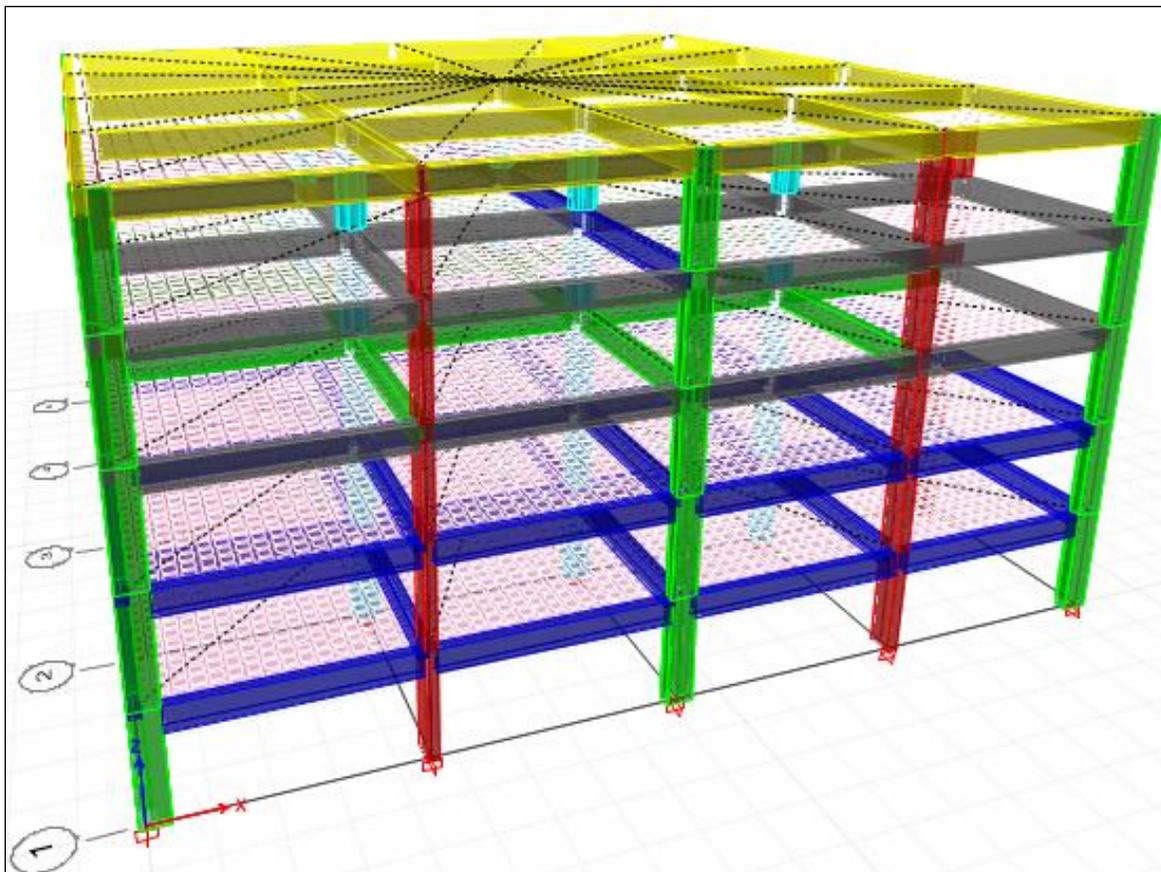


Figura 30. Modelado de los diafragmas rígidos en el modelo matemático, desarrollado en el software ETABS.

Elaboración propia.

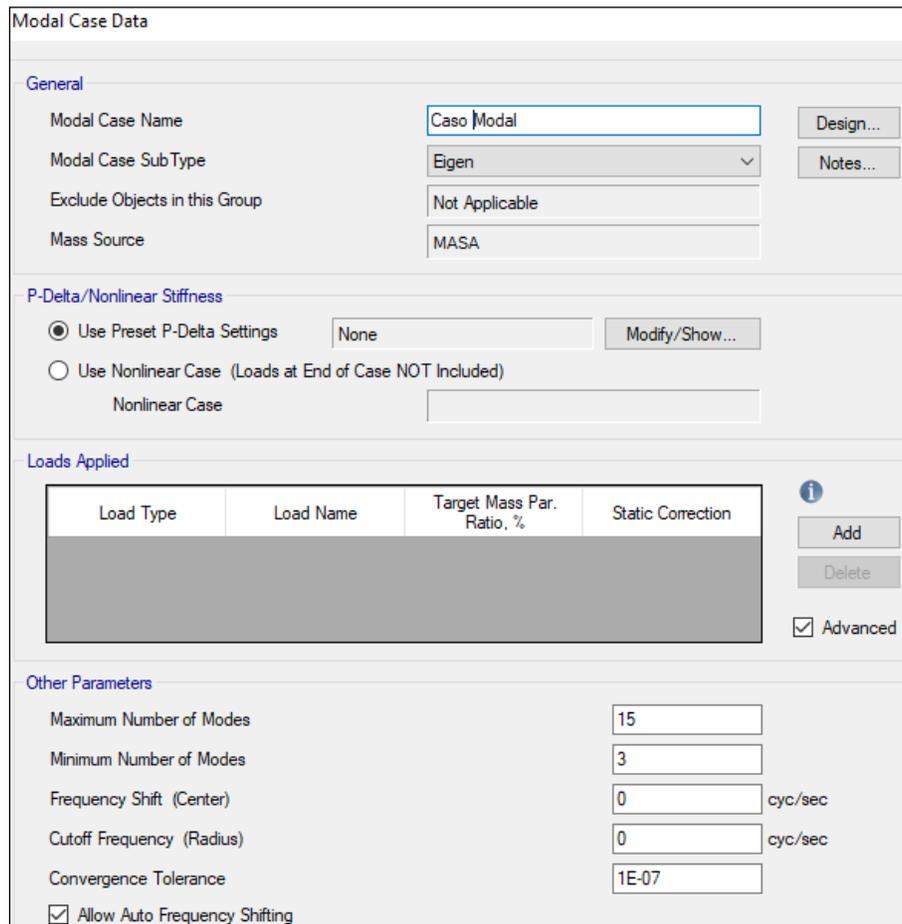
- El cálculo de la masa de la estructura esta definida por “mass source” llamado MASA



Load Pattern	Mu
MUERTA1	1
MUERTA1	1
VIVA	0.25
MUERTA2	1
VIVAAZOTEA	0.25

Figura 31. Definición para la masa sísmica de la estructura en el modelo matemático, desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.

- En el análisis modal se define el tipo llamado “Caso Modal”



Load Type	Load Name	Target Mass Par. Ratio, %	Static Correction

Figura 32. Definición para el caso modal en el modelo matemático, desarrollado en el software ETABS.

Elaboración propia.

- Para la asignación de cargas se define el patrón de cargas

Define Load Patterns			
Loads			
Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
MUERTA1	Dead	1	
MUERTA1	Dead	1	
VIVA	Live	0	
MUERTA2	Super Dead	0	
VIVAAZOTEA	Live	0	

Figura 33. Definición para patrón de cargas en el modelo matemático, desarrollado en el software ETABS.

Elaboración propia.

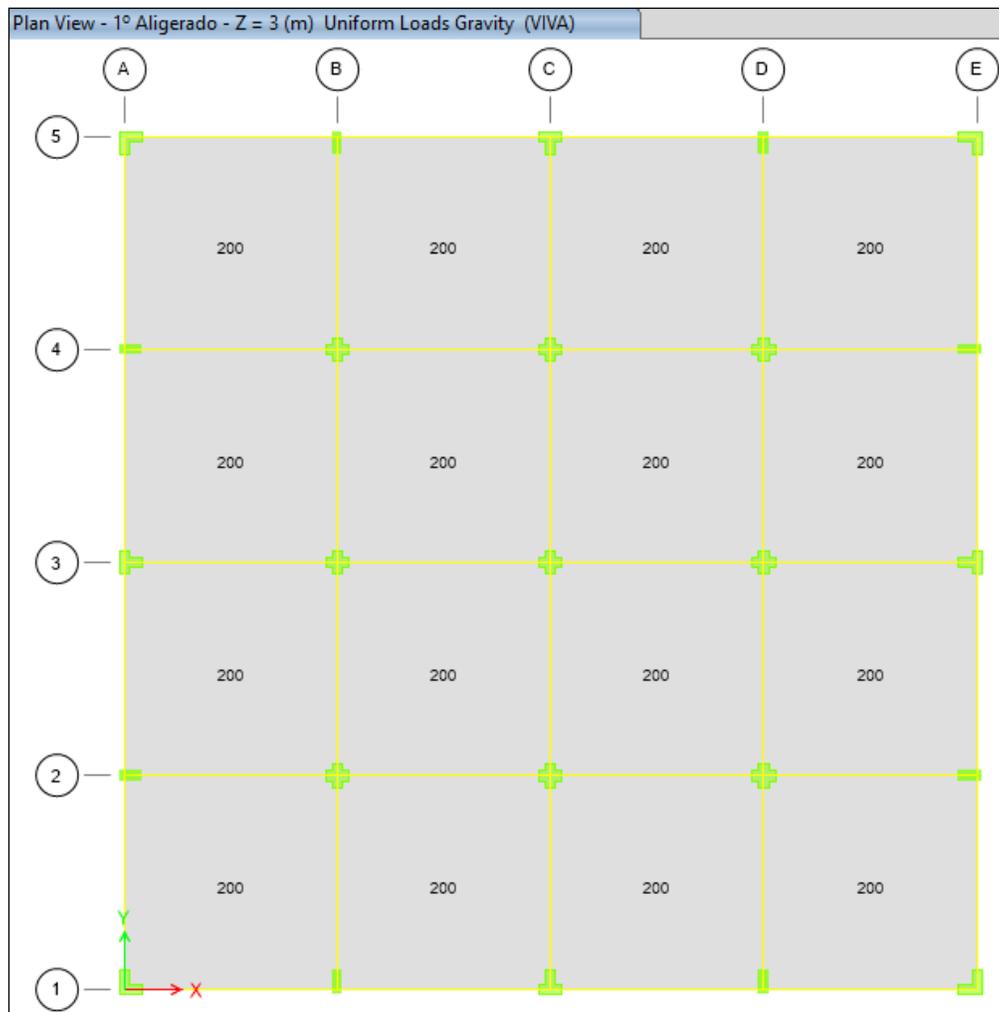


Figura 34. Asignación de carga viva (Kg) en los entresijos en el modelo matemático, desarrollado en el software

ETABS. Elaboración propia.

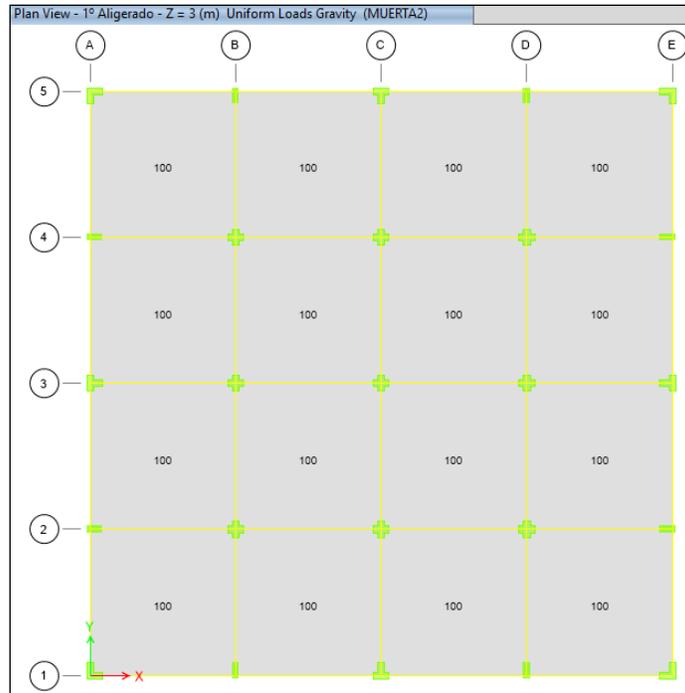


Figura 35. Asignación de carga muerta (Kg) en los entrepisos en el modelo matemático, desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.

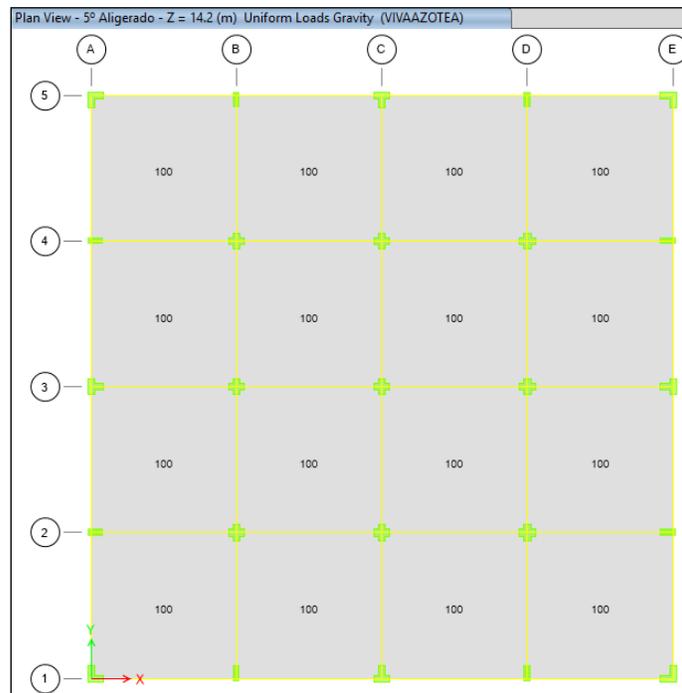


Figura 36. Asignación de carga viva (Kg) en la azotea en el modelo matemático, desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.

- Para las restricciones en la base se consideró una base empotrada.

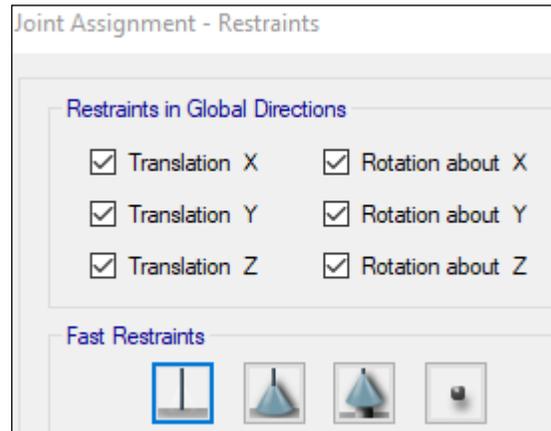


Figura 37. Asignación de restricciones en la base, desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.

4.1.3.2 Análisis de resultados del análisis modal. Se usó el programa ETABS para realizar el análisis modal y sísmico. En el cual se obtuvieron resultados modales, plasmados en la tabla 12.

Tabla 12
Participación modal de la masa

Modo	Periodo (seg.)	Frecuencia (cyc/sec)	Frecuencia		Eigenvlor (rad ² /sec ²)	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
			Frecuencia	circular (rad/sec)							
1	0.49	2.04	12.8186	164.3161	0.00	0.83	0.00	0.000	0.830	0.00	
2	0.49	2.04	12.8186	164.3161	0.83	0.00	0.00	0.830	0.830	0.00	
3	0.467	2.14	13.4471	180.8245	0.00	0.00	0.83	0.830	0.830	0.83	
4	0.15	6.666	41.8828	1754.1719	0.00	0.11	0.00	0.830	0.938	0.83	
5	0.15	6.666	41.8828	1754.1719	0.11	0.00	0.00	0.938	0.938	0.83	
6	0.144	6.963	43.7474	1913.8379	0.00	0.00	0.11	0.938	0.938	0.94	
7	0.078	12.773	80.2561	6441.0486	0.00	0.04	0.00	0.938	0.979	0.94	
8	0.078	12.773	80.2561	6441.0486	0.04	0.00	0.00	0.979	0.979	0.94	
9	0.075	13.289	83.4945	6971.3368	0.00	0.00	0.04	0.979	0.979	0.98	
10	0.049	20.516	128.9089	16617.4966	0.00	0.02	0.00	0.979	0.996	0.98	
11	0.049	20.516	128.9089	16617.4966	0.02	0.00	0.00	0.996	0.996	0.98	
12	0.047	21.366	134.2468	18022.2124	0.00	0.00	0.02	0.996	0.996	1.00	
13	0.035	28.286	177.7253	31586.2702	0.00	0.00	0.00	0.996	1.000	1.00	
14	0.035	28.286	177.7253	31586.2702	0.01	0.00	0.00	1.000	1.000	1.00	
15	0.034	29.576	185.832	34533.5269	0.00	0.00	0.00	1.000	1.000	1.00	

Nota: Elaboración propia, sobre el reporte del software ETABS.

De la tabla, se puede observar los periodos fundamentales de la estructura para los 15 primeros modos de vibración; donde para la dirección X-X tenemos un periodo igual a $T_x=0.49$ seg y para la dirección Y-Y tenemos un periodo igual a $T_y=0.49$ seg, estos resultados son lógicos pues la edificación analizada es regular, si se tiene en cuenta la distribución de ejes y la distribución de las columnas.

Los dos primeros modos de vibración tienen un movimiento lateral predominante; sin embargo, en el tercer modo de vibración el movimiento torsional se vuelve predominante, por lo que se asume que la modelación se realizó satisfactoriamente.

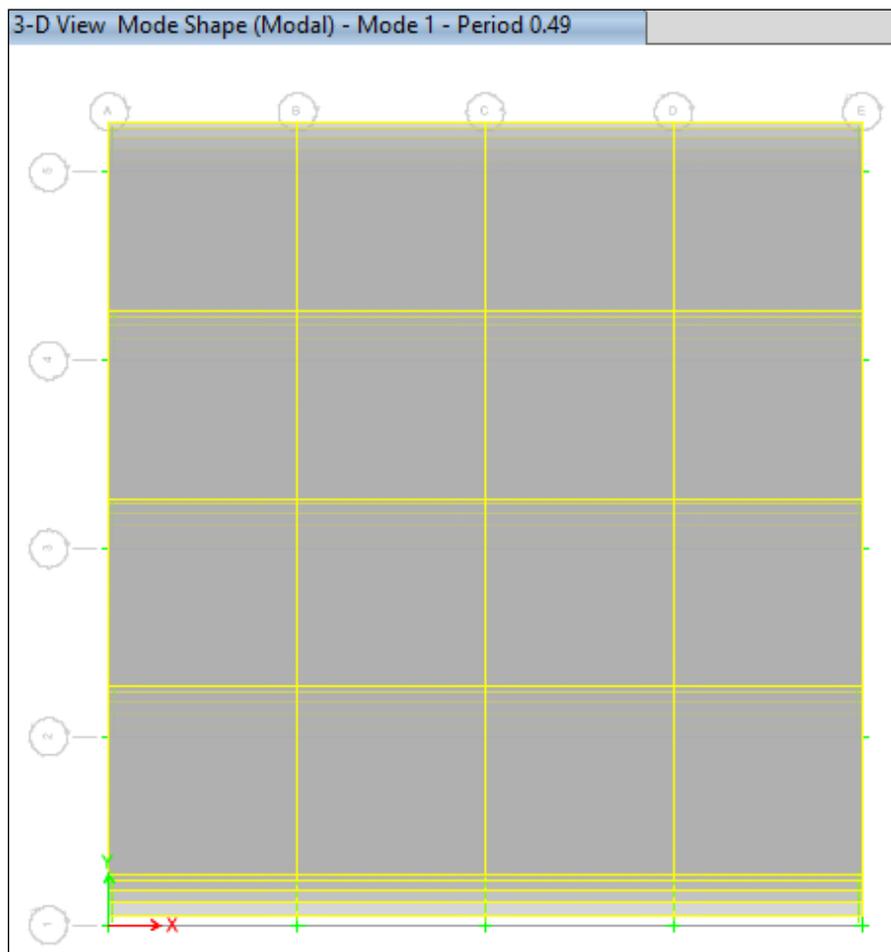


Figura 38. Modos de vibración, Modo 1 en el modelo matemático, desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.

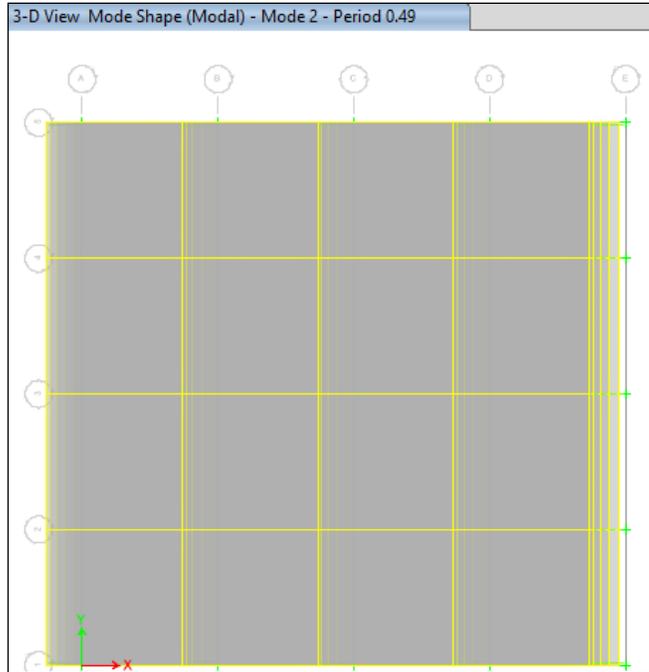


Figura 39. Modos de vibración, Modo 2 en el modelo matemático, desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.

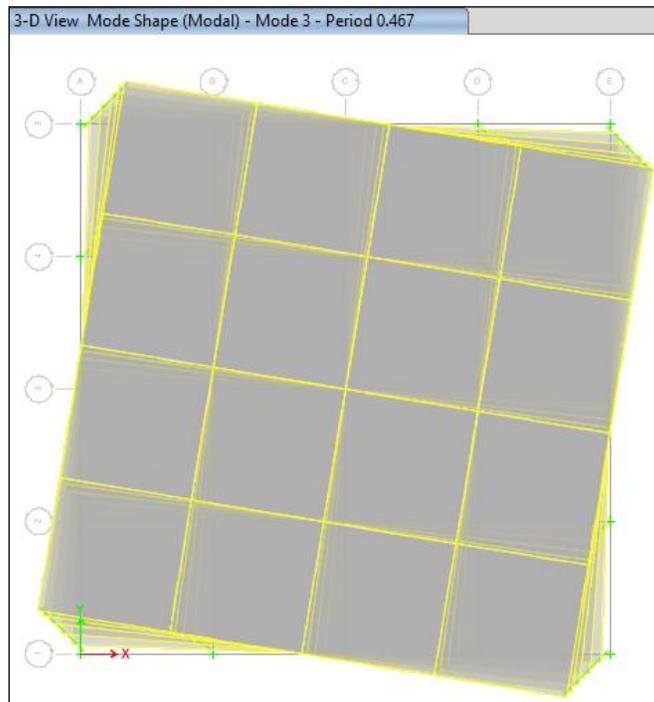


Figura 40. Modos de vibración, Modo 3 en el modelo matemático, desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.

4.1.4 Análisis estático

4.1.4.1 Peso estimado de la estructura. Para calcular el peso de un edificio para efectos del análisis sísmico, se sigue las indicaciones de la NTE E.030 (2016), diseño sismorresistente, el cálculo depende del tipo de edificación. El edificio, al ser de viviendas, se clasifican como edificaciones de categoría C; entonces el peso de la edificación considerado para el análisis, sería el peso debido a la carga muerta más el 25% del peso debido a la carga viva, como se vio en la Figura 31.

Tabla 13

Masa, peso y centro de gravedad para los entresijos

Piso	Diafragma	Masa X (tonf-s ² /m)	Masa Y (tonf-s ² /m)	Peso X (tonf)	Peso Y (tonf)	X _m	Y _m
5° Aligerado	D1	37.42546	37.42546	367.14	367.14	13	13
4° Aligerado	D1	41.64651	41.64651	408.55	408.55	13	13
3° Aligerado	D1	41.64651	41.64651	408.55	408.55	13	13
2° Aligerado	D1	41.64651	41.64651	408.55	408.55	13	13
1° Aligerado	D1	41.32492	41.82492	410.31	410.31	13	13
		204.18991	204.18991	2003.1	2003.1		

Nota: Elaboración propia, sobre el reporte del software ETABS.

Como se muestra en la tabla 13, el peso total de la edificación es de 2003.103 toneladas.

4.1.4.2 Fuerza cortante en la base de la estructura. Según la NTE E.030 (2016), Diseño Sismorresistente, indica que este procedimiento representa la demanda sísmica en la cual un conjunto de fuerzas actúa en el centro de masas de cada nivel de la edificación; podrán analizarse mediante este procedimiento las estructuras clasificadas como regulares de no más de 45 m de altura y las estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería armada o confinada de no más de 15 m de altura, aunque sean irregulares; y todas las estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1; la fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determinará mediante la ecuación 1.

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P ; \frac{C}{R} \geq 0.125 \quad (1)$$

La fuerza cortante en los entrepisos para la dirección X e Y, la cual está en función a los pesos estimados de la tabla 13; se calcula tomando en cuenta la siguiente expresión:

$$F_i = \alpha_i \cdot V \quad (2)$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_i(h_i)^k} \quad (3)$$

PARAMETROS SISMICOS

Z= 0.45 ZONA 4
 Region: LIMA
 Provincia: LIMA.
 Distrito: LIMA

U= 1.00 CATEGORIA C: Edificaciones Comunes

S= 1.05 Tipo de perfil de suelo S2 : (Suelos Intermedios)

Tp= 0.60

Tl= 2.00

Tx= 0.49
Cx= 2.50 Coeficiente sismico
Ty= 0.49
Cy= 2.50 Coeficiente sismico

SISTEMA ESTRUCTURAL:

Restricciones a la Irregularidad: *No se permiten irregularidades extremas*

Categorías y Sistemas Estructurales: *Cualquier sistema.*

Rx: CONCRETO ARMADO: PORTICOS
Ry: CONCRETO ARMADO: PORTICOS

Tipo de Estructura = Regular en Altura
 Regular en Planta

Regularidad en Altura 1
 Regularidad en Planta 1

COEFICIENTE BASICO DE REDUCCION DE FUERZAS:

RoX= 8.00 **Rx=** 8.00 **ZUCS/Rx=** 0.1477
RoY= 8.00 **Ry=** 8.00 **ZUCS/Ry=** 0.1477

Tabla N° 3
FACTOR "S"

SUELO	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Tabla N° 4
Periodo "T_p" y "T_l"
Perfil de suelo

	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _l (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Figura 41. Cálculo del coeficiente basal para el peso de la estructura. Elaboración propia.

Los pesos estimados, concentrados en los entrepisos, indicados en la tabla 13 al ser multiplicados por la altura acumulada, como indican las ecuaciones 2 y 3, da como resultado la cortante en los entrepisos y la cortante acumulada en la base, descritos en la tabla 14 y, comparados según las figuras 42 y 43, los cuales muestran resultados similares.

Tabla 14

Cortante estática en los diferentes entrepisos de la estructura

Piso	h_i (m)	$h_{acum.}$ (m)	$h_{acum} \times \text{Peso}$	α_i	Carga lateral	Cortante acum.
5° Aligerado	2.8	14.2	5211.661178	$\alpha_5 = 0.3069$	$v_5 = 91.7808$	$V_5 = 91.78081$
4° Aligerado	2.8	11.4	4655.905319	$\alpha_4 = 0.2742$	$v_4 = 81.1002$	$V_4 = 171.8811$
3° Aligerado	2.8	8.6	3512.349627	$\alpha_3 = 0.2068$	$v_3 = 61.1809$	$V_3 = 233.0621$
2° Aligerado	2.8	5.8	2368.793934	$\alpha_2 = 0.1395$	$v_2 = 41.2615$	$V_2 = 274.3236$
1° Aligerado	3.0	3.0	1230.487055	$\alpha_1 = 0.0724$	$v_1 = 21.4336$	$V_1 = 295.7572$

Nota: Elaboración propia.

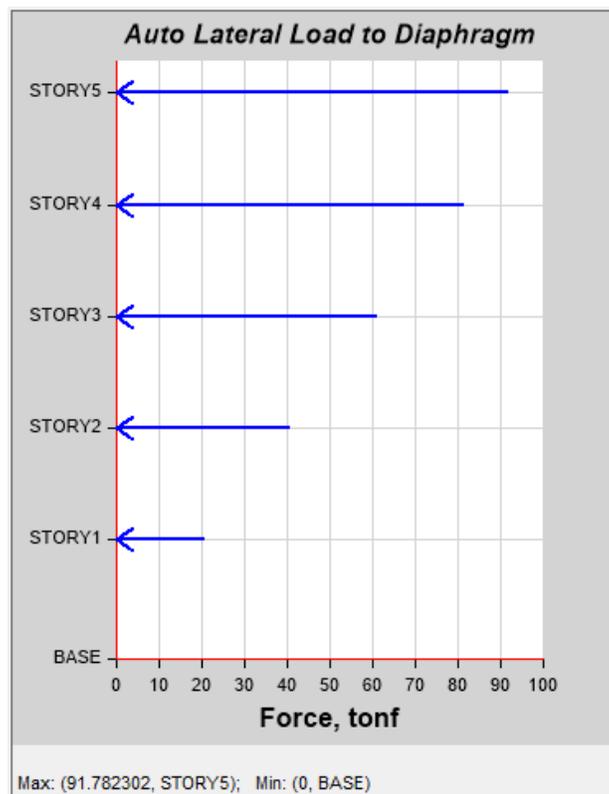


Figura 42. Carga lateral de la fuerza estática por piso en el modelo matemático, desarrollado en el software ETABS.

Elaboración propia.

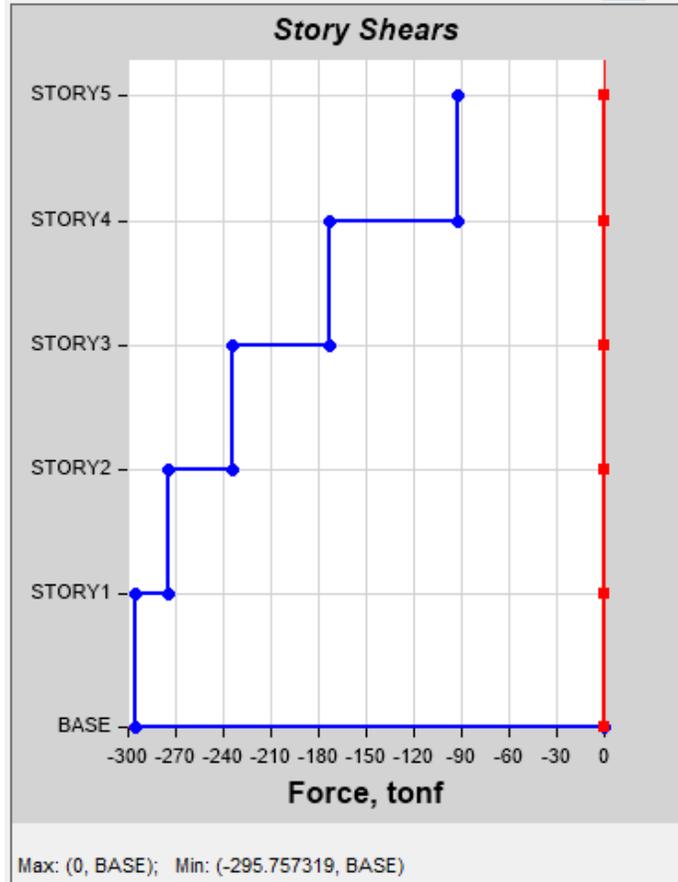


Figura 43. Fuerza cortante estática acumulada en el modelo matemático, desarrollado en el software ETABS.

Elaboración propia.

4.1.5 Análisis dinámico. El análisis dinámico es un procedimiento más preciso, que el análisis estático, para estimar el comportamiento de una estructura pues incluye la rigidez y la masa de la estructura; y según la NTE E.030 (2016), Diseño Sismorresistente, indica que cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral; y el análisis dinámico tiempo - historia podrá emplearse como un procedimiento complementario al análisis estático y al análisis dinámico espectral y deberá utilizarse un modelo que considere el comportamiento histerético. Se calcula los siguientes datos para el análisis dinámico:

4.1.5.1 Aceleración espectral. Según la norma técnica de edificación E.030 (2016), diseño sismorresistente, señala que para cada una de las direcciones horizontales se usará un espectro inelástico, periodo – pseudoaceleraciones, definido por la ecuación 4.

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \times g \quad (4)$$

Se utiliza los parámetros sísmicos de la NTE E.030 (2016), descritos a detalle en la figura 41, para calcular el espectro de aceleraciones, en base a la tabla 15.

Tabla 15

Pseudoaceleraciones en función del periodo de la estructura

T(seg)	c	Z.U.C.S.	ZUCS/R	S _a
0.0	2.5000	1.1813	0.1477	1.4485
0.1	2.5000	1.1813	0.1477	1.4485
0.2	2.5000	1.1813	0.1477	1.4485
0.3	2.5000	1.1813	0.1477	1.4485
0.4	2.5000	1.1813	0.1477	1.4485
0.5	2.5000	1.1813	0.1477	1.4485
0.6	2.5000	1.1813	0.1477	1.4485
0.7	2.1429	1.0125	0.1266	1.2416
0.8	1.8750	0.8859	0.1107	1.0864
0.9	1.6667	0.7875	0.0984	0.9657
1.0	1.5000	0.7088	0.0886	0.8691
1.2	1.2500	0.5906	0.0738	0.7243
1.4	1.0714	0.5063	0.0633	0.6208
1.8	0.8333	0.3938	0.0492	0.4828
2	0.7500	0.3544	0.0443	0.4346
3	0.3333	0.1575	0.0197	0.1931
4	0.1875	0.0886	0.0111	0.1086
5	0.1200	0.0567	0.0071	0.0695
6	0.0833	0.0394	0.0049	0.0483
7	0.0612	0.0289	0.0036	0.0355
8	0.0469	0.0221	0.0028	0.0272
9	0.0370	0.0175	0.0022	0.0215
10	0.0300	0.0142	0.0018	0.0174
11	0.0248	0.0117	0.0015	0.0144
12	0.0208	0.0098	0.0012	0.0121
13	0.0178	0.0084	0.0010	0.0103
14	0.0153	0.0072	0.0009	0.0089
15	0.0133	0.0063	0.0008	0.0077

Nota: Elaboración propia.

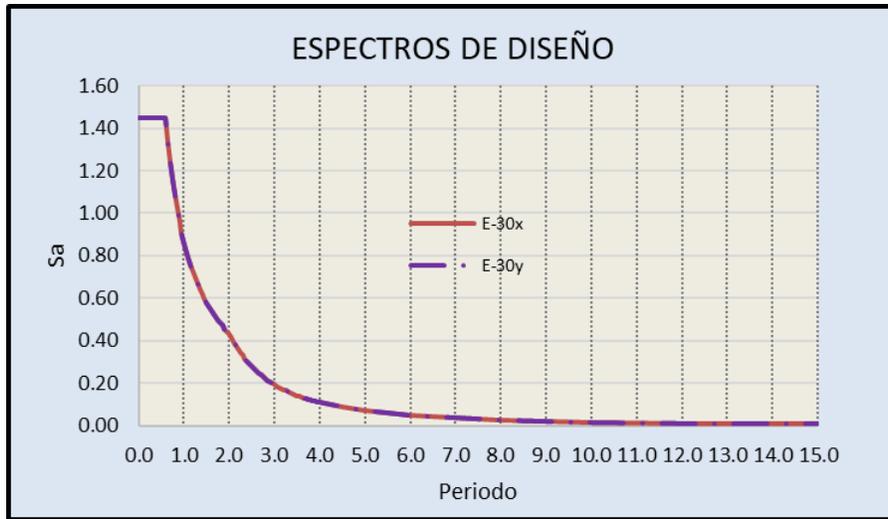


Figura 44. Espectro de diseño, periodo - pseudoaceleraciones, según NTE E.030. Elaboración propia.

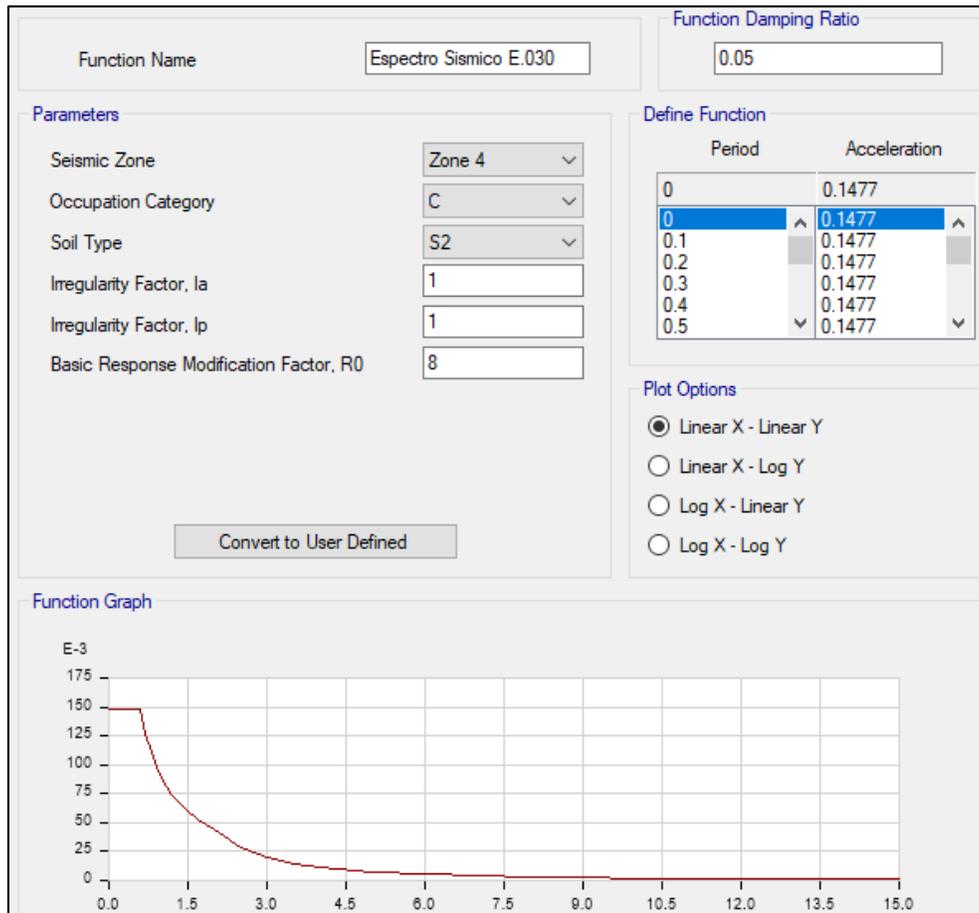


Figura 45. Espectro de diseño, periodo – pseudoaceleraciones en el modelo matemático, desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.

4.1.5.2 Criterios de combinación. La norma técnica de edificación E.030 (2016), diseño sismorresistente, indica que mediante los criterios de combinación, se podrá obtenerse la respuesta máxima esperada; la respuesta máxima elástica esperada (r) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (r_i) podrá determinarse usando la combinación cuadrática completa (CQC) de los valores calculados para cada modo; donde r , representa las respuestas modales, desplazamientos o fuerzas; β , fracción del amortiguamiento crítico, que se puede suponer constante para todos los modos igual a 0,05; ω_i, ω_j son las frecuencias angulares de los modos i, j .

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i p_{ij} r_j} \quad (5)$$

$$p_{ij} = \frac{8 \beta^2 (1 + \gamma) \gamma^{3/2}}{(1 + \gamma^2)^2 + 4 \beta^2 \gamma (1 + \gamma)^2} \quad \gamma = \frac{\omega_j}{\omega_i} \quad (6)$$

The screenshot shows the 'General' and 'Loads Applied' sections of the ETABS software interface. The 'General' section includes fields for 'Load Case Name' (XESPEC-CQC), 'Load Case Type' (Response Spectrum), 'Exclude Objects in this Group' (Not Applicable), and 'Mass Source' (Previous (MASA)). The 'Loads Applied' section contains a table with two rows: 'Acceleration' U1 with a scale factor of 1, and 'Acceleration' U3 with a scale factor of 0.6667. The 'Other Parameters' section shows 'Modal Load Case' set to 'Modal', 'Modal Combination Method' set to 'CQC', and 'Directional Combination Type' set to 'SRSS'. Other parameters like 'Modal Damping' (Constant at 0.05) and 'Diaphragm Eccentricity' (0.05 for All Diaphragms) are also visible.

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Espectro Sismico E...	1
Acceleration	U3	Espectro Sismico E...	0.6667

Figura 46. Combinación para el espectro en la dirección X, desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.

General

Load Case Name: YESPEC-CQC

Load Case Type: Response Spectrum

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MASA)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	Espectro Sismico E...	1
Acceleration	U3	Espectro Sismico E...	0.6667

Advanced

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping: Constant at 0.05

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms

Figura 47. Combinación para el espectro en la dirección Y, desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.

4.1.5.3 Verificación de la regularidad estructural. Según la norma técnica de edificación E.030 (2016), diseño sismorresistente, indica que las estructuras serán clasificadas como regulares o irregulares para los fines que se mencionan a continuación.

- Cumplir con las restricciones a la irregularidad mencionada en la Tabla N°10, de la citada norma, “Categoría y regularidad de la edificación.
- Establecer los procedimientos de análisis.
- Determinar el coeficiente R de reducción de fuerzas sísmicas.

La norma técnica de edificación E.030 (2016), diseño sismorresistente, señala que las estructuras regulares son las que, en su configuración resistente, a cargas laterales, no presentan las irregularidades indicadas en las Tabla N°8 “Irregularidades estructurales en altura” y Tabla N°9 “Irregularidades estructurales en planta”, en estos casos, el factor I_a o I_p será igual a 1; las estructuras irregulares son las que presentan una o más de las irregularidades indicadas en la Tabla N°8 y Tabla N°9.

Para un cálculo previo, se supuso que: $I_a=1$ e $I_p=1$; y según toda la teoría que indica la norma técnica de edificaciones E.030, y específicamente en las tablas 8 y 9 de la misma, se procede a verificar la irregularidad en planta o altura.

4.1.5.3.1 Irregularidades Estructurales en Altura

A) *Irregularidad de rigidez – piso blando*, (factor de irregularidad, $I_a = 0.75$). Según N.T.E. E.030 (2016) existe la mencionada irregularidad de rigidez cuando, la distorsión (deriva) de entrepiso es mayor que 1,4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes en cualquiera de las direcciones de análisis; y la distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso. De acuerdo a lo anterior, nuestra edificación debe cumplir con los siguientes parámetros para que sea irregular:

$$\text{Primera condición: } \frac{\Delta_i}{h_i} \geq 1.4 \left(\frac{\Delta_{i+1}}{h_{i+1}} \right) \quad (7)$$

$$\text{Segunda condición: } \frac{\Delta_i}{h_i} \geq \frac{1.25}{3} \left(\frac{\Delta_{i+1}}{h_{i+1}} + \frac{\Delta_{i+2}}{h_{i+2}} + \frac{\Delta_{i+3}}{h_{i+3}} \right) \quad (8)$$

Considerando que en la estructura analizada se ha verificado que el valor de la distorsión o deriva de entrepiso es menor a 0.007, entonces se realiza la verificación para corroborar si cumple con la primera condición, siendo los siguientes resultados, para las direcciones X y Y:

Tabla 16

Verificación de la primera condición para la dirección XX

Story	Case	Drift o Deriva	$\frac{\Delta_i}{h_i} = \text{Drift} \times 0.75 \times R$	$\frac{\Delta_{i+1}}{h_{i+1}}$	$1.4 \left(\frac{\Delta_{i+1}}{h_{i+1}} \right)$	Primera Condición
5° Aligerado	SXDINAMICO	0.000543	0.003258	OK		
4° Aligerado	SXDINAMICO	0.000749	0.004494	OK	0.003258	0.0045612 FALSO
3° Aligerado	SXDINAMICO	0.000985	0.005910	OK	0.004494	0.0062916 FALSO
2° Aligerado	SXDINAMICO	0.000947	0.005682	OK	0.005910	0.0082740 FALSO
1° Aligerado	SXDINAMICO	0.000717	0.004302	OK	0.005682	0.0079548 FALSO

Nota: Elaboración propia.

Tabla 17

Verificación de la primera condición para la dirección YY

Story	Case	Drift o Deriva	$\frac{\Delta_i}{h_i} = \text{Drift} \times 0.75 \times R$	$\frac{\Delta_{i+1}}{h_{i+1}}$	$1.4 \left(\frac{\Delta_{i+1}}{h_{i+1}} \right)$	Primera Condición
5° Aligerado	SYDINAMICO	0.000543	0.003258	OK		
4° Aligerado	SYDINAMICO	0.000749	0.004494	OK	0.003258	0.0045612 FALSO
3° Aligerado	SYDINAMICO	0.000985	0.005910	OK	0.004494	0.0062916 FALSO
2° Aligerado	SYDINAMICO	0.000947	0.005682	OK	0.005910	0.0082740 FALSO
1° Aligerado	SYDINAMICO	0.000717	0.004302	OK	0.005682	0.0079548 FALSO

Nota: Elaboración propia.

Los cálculos de las tablas 16 y 17, muestran que ambas direcciones no cumplen con la primera condición. Por lo que, se debe verificar la segunda condición, siendo los siguientes resultados, para las direcciones X y Y:

Tabla 18

Verificación de la segunda condición para la dirección XX

Story	Case	Drift o Deriva	$\frac{\Delta_i}{h_i} = \text{Drift} \times 0.75 \times R$	$\frac{\Delta_{i+2}}{h_{i+2}}$	$\frac{1.25}{3} \left(\frac{\Delta_{i+1}}{h_{i+1}} + \frac{\Delta_{i+2}}{h_{i+2}} + \frac{\Delta_{i+3}}{h_{i+3}} \right)$	Segunda Condición
5° Aligerado	SXDINAMICO	0.000543	0.0033			
4° Aligerado	SXDINAMICO	0.000749	0.0045	0.0033		
3° Aligerado	SXDINAMICO	0.000985	0.0059	0.0045	0.0033	
2° Aligerado	SXDINAMICO	0.000947	0.0057	0.0059	0.0045	0.003 0.0057 FALSO
1° Aligerado	SXDINAMICO	0.000717	0.0043	0.0057	0.0059	0.004 0.0067 FALSO

Nota: Elaboración propia

Tabla 19

Verificación de la segunda condición para la dirección YY

Story	Case	Drift o Deriva $\frac{\Delta_i}{h_i} = \text{Drift} \times 0.75 \times R$		$\frac{\Delta_{i+2}}{h_{i+2}}$	$\frac{1.25}{3} \left(\frac{\Delta_{i+1}}{h_{i+1}} + \frac{\Delta_{i+2}}{h_{i+2}} + \frac{\Delta_{i+3}}{h_{i+3}} \right)$			Segunda Condición
5° Aligerado	SYDINAMICO	0.000543	0.0033					
4° Aligerado	SYDINAMICO	0.000749	0.0045	0.0033				
3° Aligerado	SYDINAMICO	0.000985	0.0059	0.0045	0.0033			
2° Aligerado	SYDINAMICO	0.000947	0.0057	0.0059	0.0045	0.003	0.0057	FALSO
1° Aligerado	SYDINAMICO	0.000717	0.0043	0.0057	0.0059	0.004	0.0067	FALSO

Nota: Elaboración propia

Los cálculos de las tablas 18 y 19, muestran que no se cumple con la segunda condición. Por lo que se concluye que la estructura NO tiene irregularidad de rigidez – piso blando.

B) Irregularidades de resistencia – piso débil (factor de irregularidad, $I_a = 0.75$). Según N.T.E. E.030 (2016) existe irregularidad de resistencia cuando la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior al 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior en cualquiera de las direcciones de análisis.

Según lo enunciado, nuestra edificación debe cumplir con los siguientes parámetros para que sea irregular:

$$K_i < 0.80 K_{i+1} \quad (9)$$

Tabla 20

Verificación de la condición de rigidez para la dirección XX

Story	Case	Cortante Acumulada (Ton)	Deformación (m)	Rigidez acumulada (Ton/m)	$\frac{K_i}{K_{i+1}}$	Verificación
5° Aligerado	SXESTATICO	90.7808	0.00179	50579.95		
4° Aligerado	SXESTATICO	171.8811	0.00281	61080.73	1.2076	FALSO
3° Aligerado	SXESTATICO	233.0621	0.00367	63539.29	1.0402	FALSO
2° Aligerado	SXESTATICO	274.3236	0.00396	69189.78	1.0889	FALSO
1° Aligerado	SXESTATICO	295.7572	0.00284	104213.27	1.5061	FALSO

Nota: Elaboración propia

Tabla 21

Verificación de la condición de rigidez para la dirección YY

Story	Case	Cortante Acumulada (Ton)	Deformación (m)	Rigidez acumulada (Ton/m)	$\frac{K_i}{K_{i+1}}$	Verificación
5° Aligerado	SYESTATICO	90.7808	0.00179	50579.95		
4° Aligerado	SYESTATICO	171.8811	0.00281	61080.73	1.2076	FALSO
3° Aligerado	SYESTATICO	233.0621	0.00367	63539.29	1.0402	FALSO
2° Aligerado	SYESTATICO	274.3236	0.00396	69189.78	1.0889	FALSO
1° Aligerado	SYESTATICO	295.7572	0.00284	104213.27	1.5061	FALSO

Nota: Elaboración propia

El análisis muestra valores mayores a 0.80, es por ello que no se cumple con la condición, por lo cual se concluye que la estructura NO tiene irregularidad de resistencia – piso débil.

C) Irregularidad extrema de rigidez (factor de irregularidad, $I_a = 0.50$). La N.T.E. E.030 (2016) señala que se considera que existe irregularidad extrema en la rigidez cuando la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,6 veces el correspondiente valor del entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes en cualquiera de las direcciones de análisis; la distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.

Según la tabla N°10, de la NTE E.030 (2016), nos indica que para la categoría de edificación tipo C y Zona 4; no se debe permitir irregularidades extremas. Entonces por ningún motivo la presente edificación puede tener este tipo de irregularidad.

Según lo enunciado, nuestra edificación debe cumplir con los siguientes parámetros para que sea irregular:

$$\text{Primera condición: } \frac{\Delta_i}{h_i} \geq 1.6 \left(\frac{\Delta_{i+1}}{h_{i+1}} \right) \quad (10)$$

$$\text{Segunda condición: } \frac{\Delta_i}{h_i} \geq \frac{1.4}{3} \left(\frac{\Delta_{i+1}}{h_{i+1}} + \frac{\Delta_{i+2}}{h_{i+2}} + \frac{\Delta_{i+3}}{h_{i+3}} \right) \quad (11)$$

Como el análisis no cumple con el requerimiento A (irregularidad de rigidez – piso blando), entonces tampoco cumplirá con esta irregularidad.

D) Irregularidad extrema de resistencia (factor de irregularidad, $I_a = 0.50$). Según N.T.E. E.030 (2016) existe irregularidad extrema de resistencia cuando la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior en cualquiera de las direcciones de análisis.

Según la tabla N°10, de la NTE E.030 (2016), nos indica que para la categoría de edificación tipo C y zona 4; no se permiten irregularidades extremas. Entonces por ningún motivo nuestra edificación puede tener este tipo de irregularidad. Verificamos lo antes mencionado con nuestro siguiente cuadro: Según lo enunciado, nuestra edificación debe cumplir con los siguientes parámetros para que sea irregular:

$$K_i < 0.65 K_{i+1} \quad (12)$$

Como la estructura no cumple con el requerimiento B (irregularidades de resistencia – piso); entonces tampoco cumplirá con esta irregularidad.

E) Irregularidad de masa o peso (factor de irregularidad, $I_a = 0.90$). La N.T.E. E.030 (2016) indica que se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente; y este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.

Según lo enunciado, nuestra edificación debe cumplir con los siguientes parámetros para que sea irregular:

$$M_i > 1.50 M_{i+1} \quad (13)$$

$$M_i > 1.50 M_{i-1} \quad (14)$$

Tabla 22

Verificación de la condición de masa

Piso	Diafr.	M _i (tonf- s ² /m)	M _{i+1} (tonf- s ² /m)	1.50.M _{i+1} (tonf- s ² /m)	Verific.	M _{i-1} (tonf- s ² /m)	1.50.M _{i-1} (tonf- s ² /m)	Verific.
5° Aligerado	D1	37.425				41.64651	62.47	FALSO
4° Aligerado	D1	41.646	37.42546	56.14	FALSO	41.64651	62.47	FALSO
3° Aligerado	D1	41.646	41.64651	62.47	FALSO	41.64651	62.47	FALSO
2° Aligerado	D1	41.646	41.64651	62.47	FALSO	41.82492	62.74	FALSO
1° Aligerado	D1	41.824	41.64651	62.47	FALSO			

Nota: Elaboración propia

El análisis mostrado en la tabla 22 muestra que no se cumple con la verificación requerida.

Entonces, la estructura NO tiene irregularidad de peso o masa.

F) Irregularidad geométrica vertical (factor de irregularidad, I_a = 0.90). Según N.T.E. E.030 (2016) la configuración es irregular cuando la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente en cualquiera de las direcciones de análisis; y este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.

Según lo enunciado, nuestra edificación debe cumplir con los siguientes parámetros para que sea irregular:

$$b_i > 1.30 b_{i+1} \quad (15)$$

$$b_i > 1.30 b_{i-1} \quad (16)$$

La estructura NO cumple con lo enunciado, ya que la arquitectura propuesta es de forma cuadrada.

G) Discontinuidad en los sistemas resistentes (factor de irregularidad, I_a = 0.80). La N.T.E. E.030 (2016) califica a la estructura como irregular cuando, en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante, se tiene un desalineamiento vertical, tanto, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento o por un

cambio de orientación. La estructura no cumple con lo enunciado, ya que las columnas tienen la misma dimensión desde la cimentación. Entonces NO se tiene discontinuidad en el sistema.

H) *Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes (factor de irregularidad, $I_a = 0.60$)*. Según N.T.E. E.030 (2016) señala que existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos, supere el 25 % de la fuerza cortante total. Al no cumplir con la irregularidad anterior, no cumplimos con la discontinuidad extrema de los sistemas resistentes.

4.1.5.3.2 Irregularidades Estructurales en Planta

A) *Irregularidad Torsional (Factor de Irregularidad, $I_p = 0.75$)*. La N.T.E. E.030 (2016) indica que existe cuando el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (Δ_{max}), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{CM}), en cualquiera de las direcciones de análisis; se menciona que este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible. Según lo enunciado, nuestra edificación debe cumplir con los siguientes parámetros para que sea irregular:

$$Si \frac{\Delta_{max}}{h_i} \geq 0.5 \frac{\Delta}{h} \rightarrow \frac{\Delta_{max}}{h_i} \geq 1.2 \frac{\Delta_{CM}}{h_i} \quad (17)$$

Tabla 23

Verificación para chequear la irregularidad torsional

Story	Case	Drift o $\frac{\Delta_i}{h_i} = \text{Drift} \times 0.75 \times R \frac{\Delta_i}{h_i} < 0.007$ Deriva			$\frac{\Delta_i}{h_i} \cdot MAX$	$0.5 \frac{\Delta_i}{h_i} \cdot permisible$	Verificación
5° Aligerado	SXDINAMICO	0.00054	0.0033	OK			
4° Aligerado	SXDINAMICO	0.00075	0.0045	OK			
3° Aligerado	SXDINAMICO	0.00099	0.0059	OK	0.0059	0.0035	Chequear
2° Aligerado	SXDINAMICO	0.00095	0.0057	OK			
1° Aligerado	SXDINAMICO	0.00072	0.0043	OK			

Nota: Elaboración propia

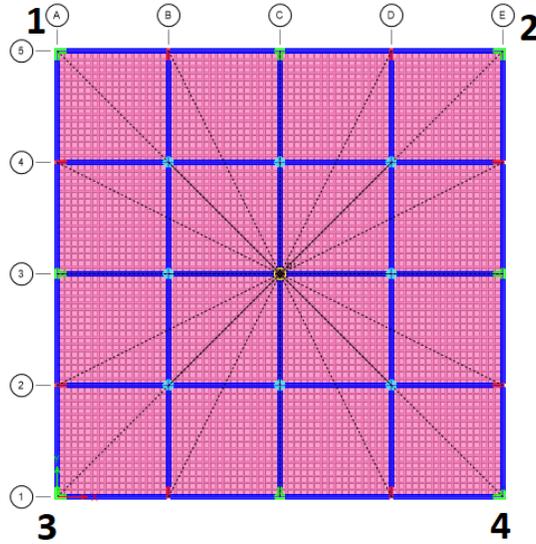


Figura 48. Ubicación de las esquinas para verificar irregularidad de torsión en el modelo matemático, desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.

Tabla 24

Desplazamiento relativo de la esquina 1 (nudo 5) en la dirección XX

Story	Nudo	Case	Deformación (m)	Drift $\frac{\Delta_{CM}}{h_i} = \text{Drift} \times 0.75 \times R$	$\frac{\Delta_{CM}}{h_i} \cdot MAX$	
5º Aligerado	5	SXDINAMICO	0.01289	0.00056	0.00335	
4º Aligerado	5	SXDINAMICO	0.01132	0.00100	0.00602	
3º Aligerado	5	SXDINAMICO	0.00851	0.00117	0.00705	0.00705
2º Aligerado	5	SXDINAMICO	0.00523	0.00108	0.00648	
1º Aligerado	5	SXDINAMICO	0.00220	0.00073	0.00441	

Nota: Elaboración propia

Tabla 25

Desplazamiento relativo de la esquina 2 (nudo 25) en la dirección XX

Story	Nudo	Case	Deformación (m)	Drift $\frac{\Delta_{CM}}{h_i} = \text{Drift} \times 0.75 \times R$	$\frac{\Delta_{CM}}{h_i} \cdot MAX$	
5º Aligerado	25	SXDINAMICO	0.01289	0.00056	0.00335	
4º Aligerado	25	SXDINAMICO	0.01132	0.00100	0.00602	
3º Aligerado	25	SXDINAMICO	0.00851	0.00117	0.00705	0.00705
2º Aligerado	25	SXDINAMICO	0.00523	0.00108	0.00648	
1º Aligerado	25	SXDINAMICO	0.00220	0.00079	0.00472	

Nota: Elaboración propia

Tabla 26

Desplazamiento relativo de la esquina 3 (nudo 1) en la dirección XX

Story	Nudo	Case	Deformación (m)	Drift $\frac{\Delta_{CM}}{h_i} = \text{Drift} \times 0.75 \times R$	$\frac{\Delta_{CM}}{h_i} \cdot MAX$	
5° Aligerado	1	SXDINAMICO	0.01293	0.00056	0.00336	
4° Aligerado	1	SXDINAMICO	0.01136	0.00090	0.00540	
3° Aligerado	1	SXDINAMICO	0.00884	0.00118	0.00707	0.00707
2° Aligerado	1	SXDINAMICO	0.00554	0.00115	0.00693	
1° Aligerado	1	SXDINAMICO	0.00231	0.00083	0.00495	

Nota: Elaboración propia

Tabla 27

Desplazamiento relativo de la esquina 4 (nudo 21) en la dirección XX

Story	Nudo	Case	Deformación (m)	Drift $\frac{\Delta_{CM}}{h_i} = \text{Drift} \times 0.75 \times R$	$\frac{\Delta_{CM}}{h_i} \cdot MAX$	
5° Aligerado	21	SXDINAMICO	0.01293	0.00056	0.00336	
4° Aligerado	21	SXDINAMICO	0.01136	0.00090	0.00540	
3° Aligerado	21	SXDINAMICO	0.00884	0.00118	0.00707	0.00707
2° Aligerado	21	SXDINAMICO	0.00554	0.00115	0.00693	
1° Aligerado	21	SXDINAMICO	0.00231	0.00083	0.00495	

Nota: Elaboración propia

Tabla 28

Desplazamiento relativo del centro de masa (CM) en la dirección XX

Story	Nudo	Case	Deformación (m)	Drift $\frac{\Delta_{CM}}{h_i} = \text{Drift} \times 0.75 \times R$	$\frac{\Delta_{CM}}{h_i} \cdot MAX$	
5° Aligerado	CM	SXDINAM	0.0112	0.0005	0.0032	
4° Aligerado	CM	SXDINAM	0.0097	0.0008	0.0046	
3° Aligerado	CM	SXDINAM	0.0076	0.0010	0.0059	0.005934
2° Aligerado	CM	SXDINAM	0.0048	0.0009	0.0056	
1° Aligerado	CM	SXDINAM	0.0022	0.0007	0.0044	

Nota: Elaboración propia

Tabla 29

Verificación de la condición para la irregularidad torsional

Nº Esquina	Nudo	Case	$\frac{\Delta}{h} \cdot MAX$	$\frac{\Delta_{CM}}{h_i} \cdot MAX$	$\frac{\Delta}{h} \cdot MAX / \frac{\Delta_{CM}}{h_i} \cdot MAX$	Verificación
1	5	SXDINAMICO	0.007048		1.187793	FALSO
2	25	SXDINAMICO	0.007048	0.005934	1.187793	FALSO
3	1	SXDINAMICO	0.007067		1.191044	FALSO
4	21	SXDINAMICO	0.007067		1.191044	FALSO

Nota: Elaboración propia

El análisis realizado a la estructura muestra que no se cumple la condición, entonces la estructura NO presenta irregularidad torsional.

B) Irregularidad torsional extrema (factor de irregularidad, $I_p = 0.60$). La N.T.E. E.030 (2016) señala que existe irregularidad torsional extrema cuando el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (Δ_{max}), es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{CM}), en cualquiera de las direcciones de análisis; este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible.

Según lo enunciado, nuestra edificación debe cumplir con los siguientes parámetros para que sea irregular:

$$Si \frac{\Delta_{max}}{h_i} \geq 0.5 \frac{\Delta}{h} \rightarrow \frac{\Delta_{max}}{h_i} \geq 1.5 \frac{\Delta_{CM}}{h_i} \quad (18)$$

Como nuestra edificación no cumple con el requerimiento A (irregularidad torsional); entonces tampoco cumplirá esta irregularidad.

C) Esquinas entrantes (factor de irregularidad, $I_p = 0.90$). Según N.T.E. E.030 (2016) la estructura cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta se califica como irregular.

Esta edificación no cumple con lo enunciado, ya que la arquitectura planteada es de forma cuadrada.

D) Discontinuidad del diafragma (factor de irregularidad, $I_p = 0.85$). La N.T.E. E.030 (2016) indica que una estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma; también menciona que existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un 90 % del área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.

Esta edificación no cumple con lo enunciado, ya que la arquitectura planteada es de forma cuadrada.

E) Sistemas no paralelos (factor de irregularidad, $I_p = 0.90$). La N.T.E. E.030 (2016) señala que se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos; también indica que se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso.

Esta edificación no cumple con lo enunciado, ya que la arquitectura planteada es de forma cuadrada.

Después de todo el análisis realizado podemos afirmar que la estructura NO es Irregular.

4.1.5.4 Verificación del coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas. Según N.T.E. E.030 (2016) el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determinará como el producto del coeficiente R_o y de los factores I_a , I_p , entonces:

$$R = I_a * I_p * R_o \quad (19)$$

Debido a lo calculado anteriormente, se puede confirmar que valor de coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas es $R_o=8$ y que nuestra edificación es regular. En consecuencia, el valor final de nuestro coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas R es:

$$R = 8 * 1 * 1 = 8$$

Por lo tanto, todo lo asumido anteriormente es correcto.

4.1.5.5 Desplazamiento laterales relativos admisibles. La N.T.E. E.030 (2016) indica que, para el caso de estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por el 75% de R y los resultados obtenidos en el análisis elástico lineal con las solicitaciones sísmicas reducidas. Entonces, para la estructura analizada, que es de pórticos concreto armado, se tiene un límite para la distorsión del entrepiso de 0.007. En las siguientes tablas se verifica que los valores de distorsión del entrepiso no exceden lo permitido.

Tabla 30

Verificación de los desplazamientos relativos admisibles para la dirección XX

Story	Case	Drift o Deriva	$\frac{\Delta_i}{h_i} = \text{Drift} \times 0.75 \times R$	$\frac{\Delta_i}{h_i} < 0.007$
5° Aligerado	SXDINAMICO	0.000543	0.003258	OK
4° Aligerado	SXDINAMICO	0.000749	0.004494	OK
3° Aligerado	SXDINAMICO	0.000985	0.005919	OK
2° Aligerado	SXDINAMICO	0.000947	0.005682	OK
1° Aligerado	SXDINAMICO	0.000717	0.004302	OK

Nota: Elaboración propia

Tabla 31

Verificación de los desplazamientos relativos admisibles para la dirección YY

Story	Case	Drift o Deriva	$\frac{\Delta_i}{h_i} = \text{Drift} \times 0.75 \times R$	$\frac{\Delta_i}{h_i} < 0.007$
5° Aligerado	SYDINAMICO	0.000543	0.003258	OK
4° Aligerado	SYDINAMICO	0.000749	0.004494	OK
3° Aligerado	SYDINAMICO	0.000985	0.005919	OK
2° Aligerado	SYDINAMICO	0.000947	0.005682	OK
1° Aligerado	SYDINAMICO	0.000717	0.004302	OK

Nota: Elaboración propia

Según las tablas 29 y 30, la estructura cumple con los máximos desplazamientos relativos.

4.1.5.6 Máximo desplazamiento del último nivel de la estructura. La demanda sísmica que actúa sobre la estructura produce unas deformaciones laterales que están mostradas en la tabla 31 y 32.

Tabla 32

Desplazamiento máximo, en la dirección XX

Story	Nudo	Case	Deformación (m)	Desplazamiento(Defx0.75xR)
5° Aligerado	CM	SXDINAMICO	0.011202	0.0672120
4° Aligerado	CM	SXDINAMICO	0.009712	0.0582720
3° Aligerado	CM	SXDINAMICO	0.007583	0.0454980
2° Aligerado	CM	SXDINAMICO	0.004814	0.0288840
1° Aligerado	CM	SXDINAMICO	0.002218	0.0133080

Nota: Elaboración propia

Tabla 33

Desplazamiento máximo, en la dirección YY

Story	Nudo	Case	Deformación (m)	Desplazamiento(Defx0.75xR)
5° Aligerado	CM	SYDINAMICO	0.011195	0.0671700
4° Aligerado	CM	SYDINAMICO	0.009701	0.0582060
3° Aligerado	CM	SYDINAMICO	0.007601	0.0456060
2° Aligerado	CM	SYDINAMICO	0.004841	0.0290460
1° Aligerado	CM	SYDINAMICO	0.002284	0.0137040

Nota: Elaboración propia

4.1.5.7 Fuerza cortante mínima en la base. La N.T.E. E.030 (2016) indica que la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no podrá ser menor que el 80% del valor de la cortante basal para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares, para cada una de las edificaciones consideradas en el análisis.

En el caso que lo anterior no se verifique, la demanda sísmica tendrá que ser escalada por un factor, el que debe ser siempre mayor que la unidad; solo se deben escalar los valores para determinar las fuerzas internas, pero no para el cálculo de desplazamientos laterales. Se calcula la cortante dinámica acumulada en el primer piso, mediante el software ETABS, como se muestra en las tablas 34 y 35, para las principales direcciones.

Tabla 34

Fuerza cortante acumulada, debido al análisis dinámico, en la dirección XX

Story	Case	Location	Vx (Ton)	Vy (Ton)
5° Aligerado	SXDINAMICO	Bottom	68.7339	22.9113
4° Aligerado	SXDINAMICO	Bottom	122.9315	40.9772
3° Aligerado	SXDINAMICO	Bottom	163.866	54.622
2° Aligerado	SXDINAMICO	Bottom	193.3634	64.4545
1° Aligerado	SXDINAMICO	Bottom	211.4097	70.4699

Nota: Elaboración propia, sobre el reporte del software ETABS.

Tabla 35

Fuerza cortante acumulada, debido al análisis dinámico, en la dirección YY

Story	Case	Location	Vx (Ton)	Vy (Ton)
5° Aligerado	SYDINAMICO	Bottom	22.9113	68.7339
4° Aligerado	SYDINAMICO	Bottom	40.9772	122.9315
3° Aligerado	SYDINAMICO	Bottom	54.622	163.866
2° Aligerado	SYDINAMICO	Bottom	64.4545	193.3634
1° Aligerado	SYDINAMICO	Bottom	70.4699	211.4097

Nota: Elaboración propia, sobre el reporte del software ETABS.

Se calcula la cortante estática acumulada en el primer piso, mediante el software ETABS, como se muestra en las tablas 36 y 37, para las principales direcciones.

Tabla 36

Fuerza cortante acumulada, debido al análisis estático, en la dirección XX

Story	Case	Location	Vx (Ton)	Vy (Ton)
5° Aligerado	SXESTATICO	Bottom	-90.7809	0
4° Aligerado	SXESTATICO	Bottom	-171.8812	0
3° Aligerado	SXESTATICO	Bottom	-233.0621	0
2° Aligerado	SXESTATICO	Bottom	-274.3237	0
1° Aligerado	SXESTATICO	Bottom	-295.7573	0

Nota: Elaboración propia, sobre el reporte del software ETABS.

Tabla 37

Fuerza cortante acumulada, debido al análisis estático, en la dirección YY

Story	Case	Location	Vx (Ton)	Vy (Ton)
5° Aligerado	SYESTATICO	Bottom	0	-90.7809
4° Aligerado	SYESTATICO	Bottom	0	-171.8812
3° Aligerado	SYESTATICO	Bottom	0	-233.0621
2° Aligerado	SYESTATICO	Bottom	0	-274.3237
1° Aligerado	SYESTATICO	Bottom	0	-295.7573

Nota: Elaboración propia, sobre el reporte del software ETABS.

Tabla 38

Calculo del factor de escalamiento

	Dirección X-X	Dirección Y-Y
Cortante Estático	295.7573	295.7574
Cortante Dinámico	211.4097	211.4097
80%(Cortante Estático)	236.60584	236.60584
Factor	1.12	1.12

Nota: Elaboración propia.

En la tabla 38 se ha realizado el cálculo del factor de escalamiento, el cual se utilizará para el diseño de los elementos estructurales.

4.1.5.8 Junta de separación sísmica. La NTE E.030 (2016) indica que toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas, desde el nivel del terreno natural, a una distancia mínima

“s” para evitar el contacto durante un movimiento sísmico, distancia que no será menor que los 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes ni menor a la ecuación 20. Donde “h” es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar “s”. El edificio se retirará de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables, o con edificaciones, distancias no menores a 2/3 del desplazamiento máximo calculado, ni menores que “s/2” si la edificación existente cuenta con una junta sísmica reglamentaria; en el caso de que no existiera junta sísmica reglamentaria, el edificio deberá separarse de la edificación existente el valor de “s/2” que le corresponde más el valor “s/2” de la estructura vecina.

$$s = 0.006 h > 0.03m \quad (20)$$

Para la estructura, se tiene una altura de 14.2 metros, la cual es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta la azotea.

$$s = 0.006 h = 0.006 * 14.2 = 0.0852 \geq 0.03m$$

Con lo cual se tomará una junta sísmica de 8.52 cm de los edificios vecinos que no tengan junta sísmica y 4.26 cm de los edificios que tengan una junta sísmica reglamentaria.

4.1.6 Diseño de los elementos estructurales de la estructura

4.1.6.1 Método de diseño. Las estructuras de concreto armado se diseñan con el método de rotura, también denominado diseño por resistencia; en función del tipo de concreto, este método proporciona a la sección del elemento estructural de una resistencia mayor o igual a la resistencia requerida. Multiplicando la resistencia nominal de la sección por factores de reducción de resistencia (valores menores a la unidad) se obtiene la resistencia de diseño (ϕR_n); la resistencia requerida (R_u) se obtiene multiplicando las cargas actuantes por factores de amplificación.

$$\text{Resistencias de diseño } (\phi R_n) \geq \text{Resistencias requerida } (R_u)$$

Matemáticamente se puede escribir como:

Para la flexion: $\phi Mn \geq Mu$

Para la fuerza cortante: $\phi Vn \geq Vu$

Para la fuerza axial: $\phi Pn \geq Pu$

Donde: Mn, Vn, Pn: son valores de momento nominal, fuerza cortante nominal y fuerza axial nominal respectivamente; Mu, Vu, Pu: son valores de momento último, fuerza cortante última y fuerza axial última respectivamente.

5.1.6.2 Hipótesis para el diseño de los elementos estructurales

- Las secciones permanecen sin deformaciones en su plano, en el instante y después de aplicar la demanda sísmica.
- Perfecta adherencia entre concreto y acero, en el cual ambos materiales se deforman la misma longitud.
- Se emplea el bloque equivalente de compresiones con $0.85 f'c$ como valor uniformemente distribuido, este valor se distribuye en una distancia, recta y paralela al eje neutros, de $a=\beta_1*c$; donde β_1 es una constante en función de la resistencia del concreto y c es la distancia del eje neutro a la fibra más alejada en compresión.
- Para concretos hasta $f'c=280\text{kg/cm}^2$ se le asigna a β_1 un valor de 0.85.
- La deformación última de compresión del concreto es $\epsilon_{cu}=0.003$.

Para los factores de amplificación y las combinaciones de carga, la NTE E.060 (2009), define lo siguiente para los diferentes tipos de carga:

- $U = 1.4 \text{ Carga Muerta} + 1.7 \text{ Carga Viva}$
- $U = 1.25 \text{ Carga Muerta} + 1.25 \text{ Carga Viva}$
- $U = 0.9 \text{ Carga Muerta} + 1.0 \text{ Carga Sísmica}$

De la misma manera, para los factores de reducción de resistencia, la NTE E.0.60 (2009) también establece los factores, que se muestran a continuación:

- Flexión con carga axial de tracción, flexión sin carga axial: 0.90
- Para cortante con o sin torsión, compresión y flexo compresión: 0.85
- Elementos con Estribos: 0.70

4.1.6.3 Amplificación por el factor de escala del cortante basal. El factor de escala permite amplificar las fuerzas, momentos, cortantes y esfuerzos necesarios para el diseño; el factor de escalamiento está normado según el tipo de irregularidad estructural, para que, así la demanda para el diseño de los elementos estructurales esté cerca de las utilizadas en el análisis estático, que es un diseño conservador y seguro. En la tabla 38 se calculó el factor de escala, se usa este factor para el tipo de carga espectral o en la combinación correspondiente, como indican las siguientes imágenes:

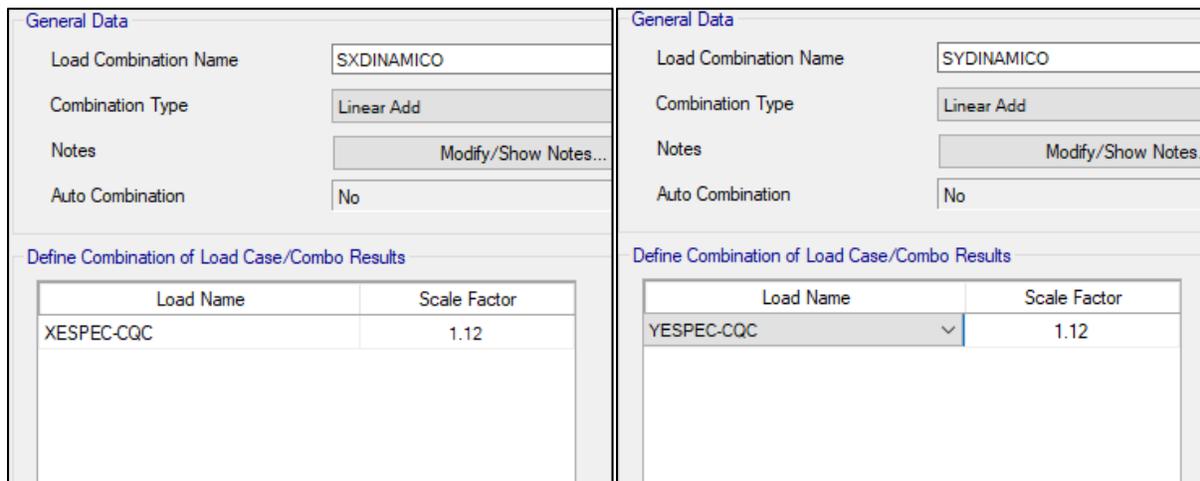


Figura 49. Amplificación del espectro para la dirección XX y dirección YY, para el modelo matemático, desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.

4.1.6.4 Modelado estructural. Anteriormente se verificó que la estructura cumple con todo lo establecido por la NTE E.030 (2016), entonces se puede visualizar las dimensiones finales de las

columnas, que se chequearon, y de las vigas, que se diseñaron, en el capítulo 5.1.6.6 y en el capítulo 5.1.6.5 respectivamente. El chequeo de las columnas y las cuantías mínimas o requeridas de las vigas, se obtienen mediante el módulo de diseño automatizado que viene incluido en el software ETABS, que está basado en el código de diseño ACI 318-05.

4.1.6.5 Diseño de las vigas para la estructura. El resumen del diseño de vigas con el acero de refuerzo necesario se muestra en la siguiente figura:

Piso	EJES	Refuerzo Longitudinal		Refuerzo Transversal	
1	1-6-A-E	Sup. 3 ϕ 3/4"	3 ϕ 3/4"	ϕ 3/8"@10cm	V3
	3-C	Sup. 4 ϕ 3/4"	4 ϕ 3/4"	ϕ 3/8"@10cm	V4
	2-4-B-D	Sup. 4 ϕ 3/4"	4 ϕ 3/4"	ϕ 3/8"@10cm	V4
2	1-6-A-E	Sup. 3 ϕ 3/4"	3 ϕ 3/4"	ϕ 3/8"@10cm	V3
	3-C	Sup. 4 ϕ 3/4"	4 ϕ 3/4"	ϕ 3/8"@10cm	V4
	2-4-B-D	Sup. 4 ϕ 3/4"	4 ϕ 3/4"	ϕ 3/8"@10cm	V4
3	1-5-A-E	Sup. 2 ϕ 3/4"+1 ϕ 5/8"	2 ϕ 3/4"+1 ϕ 5/8"	ϕ 3/8"@10cm	V2
	3-C	Sup. 2 ϕ 3/4"+2 ϕ 5/8"	2 ϕ 3/4"+2 ϕ 5/8"	ϕ 3/8"@10cm	V5
	2-4-B-D	Sup. 2 ϕ 3/4"+2 ϕ 5/8"	2 ϕ 3/4"+2 ϕ 5/8"	ϕ 3/8"@10cm	V5
4	1-5-A-E	Sup. 2 ϕ 3/4"+1 ϕ 5/8"	2 ϕ 3/4"+1 ϕ 5/8"	ϕ 3/8"@10cm	V2
	3-C	Sup. 3 ϕ 3/4"	3 ϕ 3/4"	ϕ 3/8"@10cm	V3
	2-4-B-D	Sup. 2 ϕ 3/4"+1 ϕ 5/8"	2 ϕ 3/4"+1 ϕ 5/8"	ϕ 3/8"@10cm	V2
5	1-6-A-E	Sup. 2 ϕ 3/4"	2 ϕ 3/4"	ϕ 3/8"@10cm	V1
	3-C	Sup. 2 ϕ 3/4"	2 ϕ 3/4"	ϕ 3/8"@10cm	V1
	2-4-B-D	Sup. 2 ϕ 3/4"	2 ϕ 3/4"	ϕ 3/8"@10cm	V1

Figura 50. Acero de refuerzo en las vigas de concreto armado. Elaboración propia.

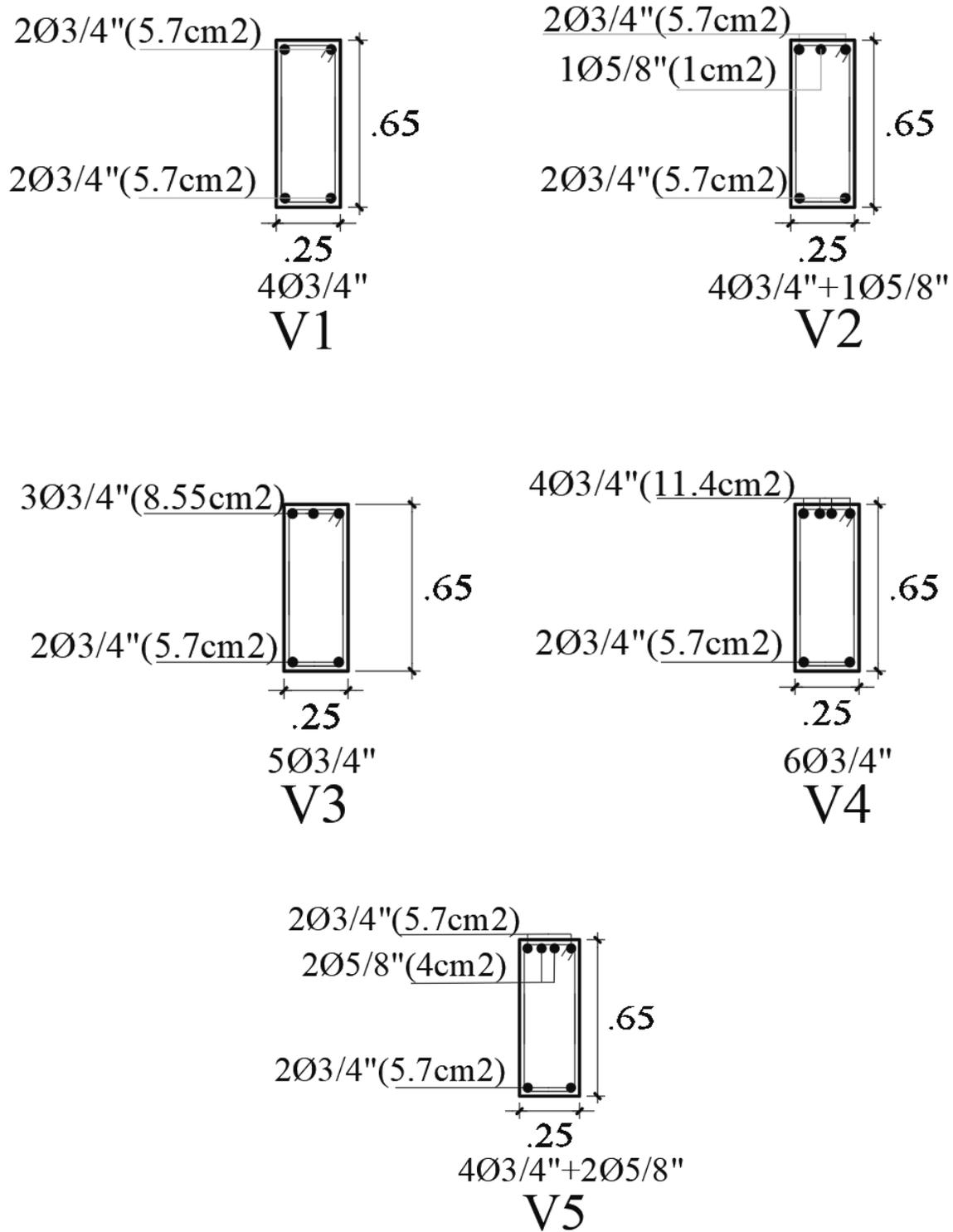


Figura 51. Detalles del refuerzo de las vigas en el modelo matemático, desarrollado en el software ETABS.

Elaboración propia.

4.1.6.6 Diseño de columnas para la estructura. Se muestra en resumen del diseño de columnas.

Piso	Refuerzo Longitudinal	Refuerzo Transversal	Tipo
1	4 ϕ 1" + 8 ϕ 3/4"	2 \square ϕ 3/8", 1@05, resto @ 20cm, c/e	C1
	12 ϕ 3/4"	2 \square ϕ 3/8", 1@05, resto @ 20cm, c/e	C2
	12 ϕ 3/4"	2 \square ϕ 3/8", 1@05, resto @ 20cm, c/e	C3
	12 ϕ 3/4"	2 \square ϕ 3/8", 1@05, resto @ 20cm, c/e	C4
2	4 ϕ 1" + 8 ϕ 3/4"	2 \square ϕ 3/8", 1@05, resto @ 20cm, c/e	C1
	12 ϕ 3/4"	2 \square ϕ 3/8", 1@05, resto @ 20cm, c/e	C2
	12 ϕ 3/4"	2 \square ϕ 3/8", 1@05, resto @ 20cm, c/e	C3
	12 ϕ 3/4"	2 \square ϕ 3/8", 1@05, resto @ 20cm, c/e	C4
3	4 ϕ 1" + 8 ϕ 3/4"	2 \square ϕ 3/8", 1@05, resto @ 20cm, c/e	C1
	12 ϕ 3/4"	2 \square ϕ 3/8", 1@05, resto @ 20cm, c/e	C2
	12 ϕ 3/4"	2 \square ϕ 3/8", 1@05, resto @ 20cm, c/e	C3
	12 ϕ 3/4"	2 \square ϕ 3/8", 1@05, resto @ 20cm, c/e	C4
4	4 ϕ 1" + 8 ϕ 3/4"	2 \square ϕ 3/8", 1@05, resto @ 20cm, c/e	C1
	12 ϕ 3/4"	2 \square ϕ 3/8", 1@05, resto @ 20cm, c/e	C2
	12 ϕ 3/4"	2 \square ϕ 3/8", 1@05, resto @ 20cm, c/e	C3
	12 ϕ 3/4"	2 \square ϕ 3/8", 1@05, resto @ 20cm, c/e	C4
5	4 ϕ 1" + 8 ϕ 3/4"	2 \square ϕ 3/8", 1@05, resto @ 20cm, c/e	C1
	12 ϕ 3/4"	2 \square ϕ 3/8", 1@05, resto @ 20cm, c/e	C2
	12 ϕ 3/4"	2 \square ϕ 3/8", 1@05, resto @ 20cm, c/e	C3
	12 ϕ 3/4"	2 \square ϕ 3/8", 1@05, resto @ 20cm, c/e	C4

Figura 52. Acero de refuerzo en columnas de concreto armado. Elaboración propia

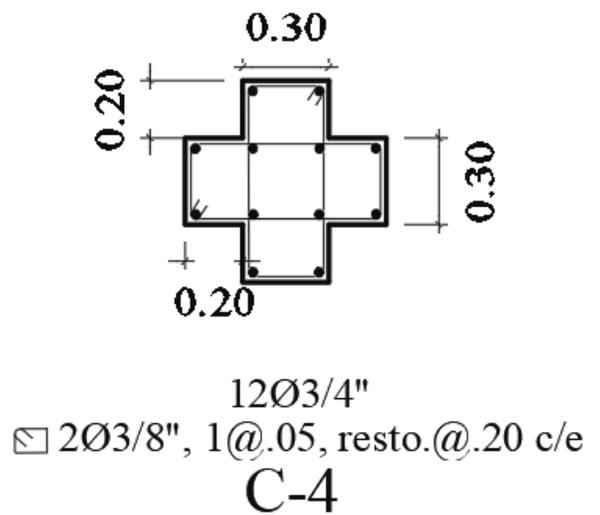
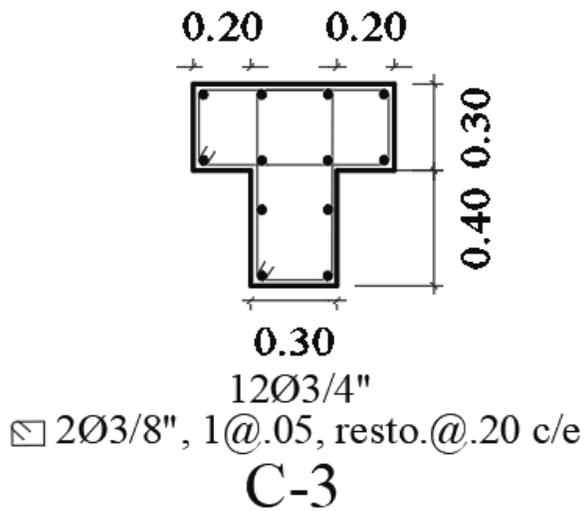
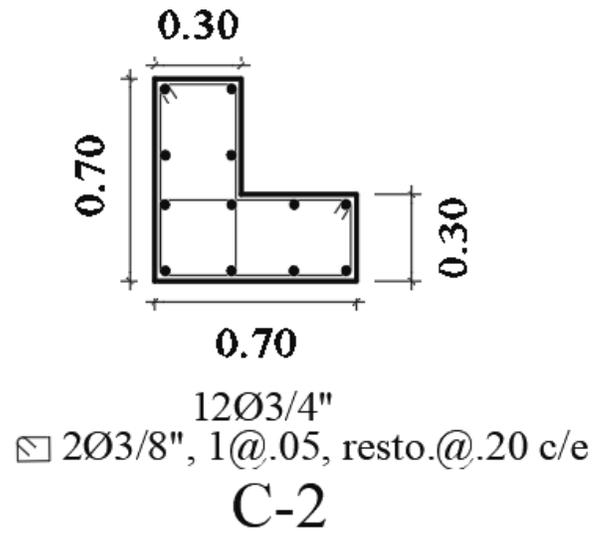
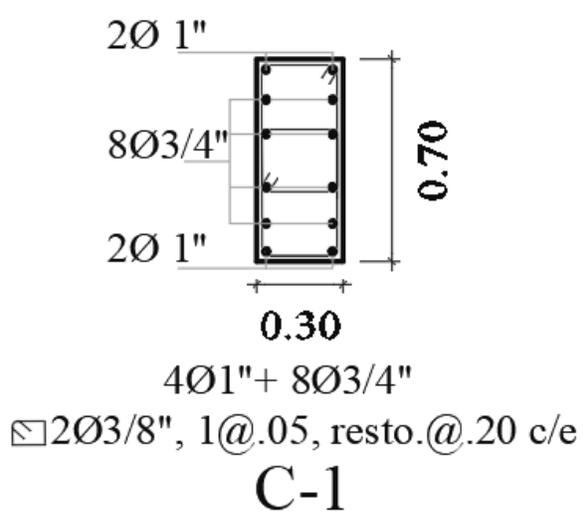


Figura 53. Detalles de refuerzo de acero en columnas en el modelo matemático, desarrollado en el software ETABS.

Elaboración propia.

4.2 Análisis estático no lineal - pushover

4.2.1 Calibración de modelos lineales. La calibración de los modelos estructurales lineales realizados en los programas SAP2000 (versión 16.0) y PERFORM-3D (versión 6.0) y se han desarrollado con el objetivo de verificar el modelado del edificio en el programa ETABS. La calibración se desarrolló por medio de un análisis modal en ambos programas, comparando las deformaciones modales para los primeros modos de vibración de la estructura. En cada programa se han utilizado diferentes criterios para realizar el modelo, ya que son diferentes en cuanto a parámetros de definición de elementos, diafragmas rígidos, etc.

4.2.1.1 Modelo estructural en el software ETABS. Para realizar el modelo en este programa, los elementos del pórtico, como vigas y columnas, se han definido en base a sus nudos principales y con las propiedades de los materiales con los cuales fueron analizadas. El diafragma del edificio está formado como sistema de piso rígido y para ello todos los nudos perimetrales al diafragma se restringieron para que se comportaran como un solo cuerpo rígido. Con todos los parámetros de modelación definidos, la estructura se configura como se muestra:

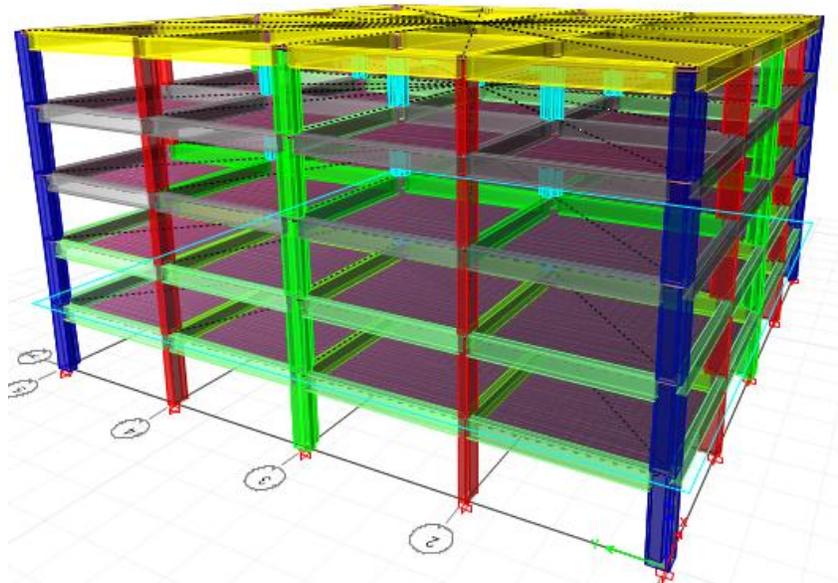


Figura 54. Modelo estructural tridimensional, desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.

Para realizar el análisis modal, se tomó en cuenta las masas de los elementos y la rigidez del sistema, con lo cual se calcula los periodos de vibración.

Tabla 39

Periodos de vibración de la estructura en el software ETABS

Modo	Periodo (seg)	Frecuencia (cyc/sec)	Frecuencia Circular (rad/sec)	Eigenvalue (rad ² /sec ²)
1	0.49	2.04	12.8186	164.3161
2	0.49	2.04	12.8186	164.3161
3	0.467	2.14	13.4471	180.8245
4	0.15	6.666	41.8828	1754.1719
5	0.15	6.666	41.8828	1754.1719

Nota: Elaboración propia, sobre el reporte del software ETABS.

4.2.1.2 Modelo estructural en SAP2000. Para realizar el modelo en este programa, se utilizaron los mismos materiales y elementos utilizados en el programa ETABS. Con todos los parámetros de modelación definidos, la estructura se configura con las siguientes características.

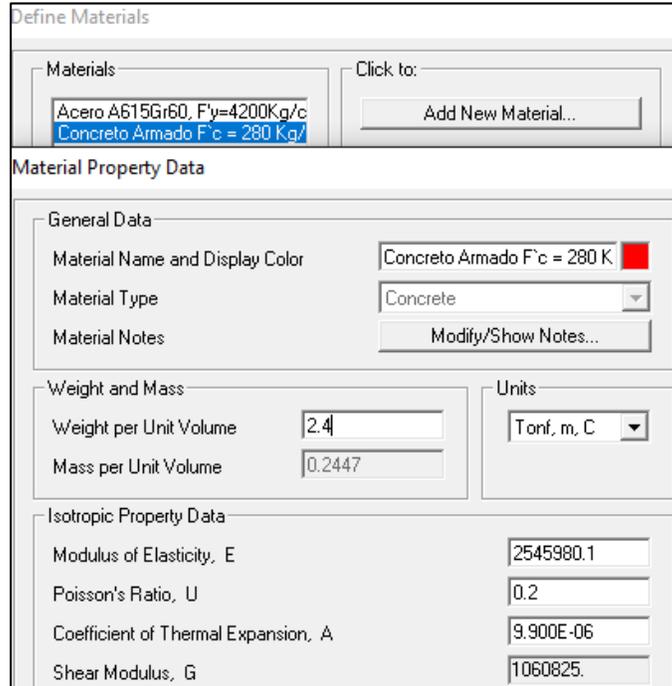


Figura 55. Definición para el concreto armado $F'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ en el modelo matemático, desarrollado en el software SAP2000. Elaboración propia.

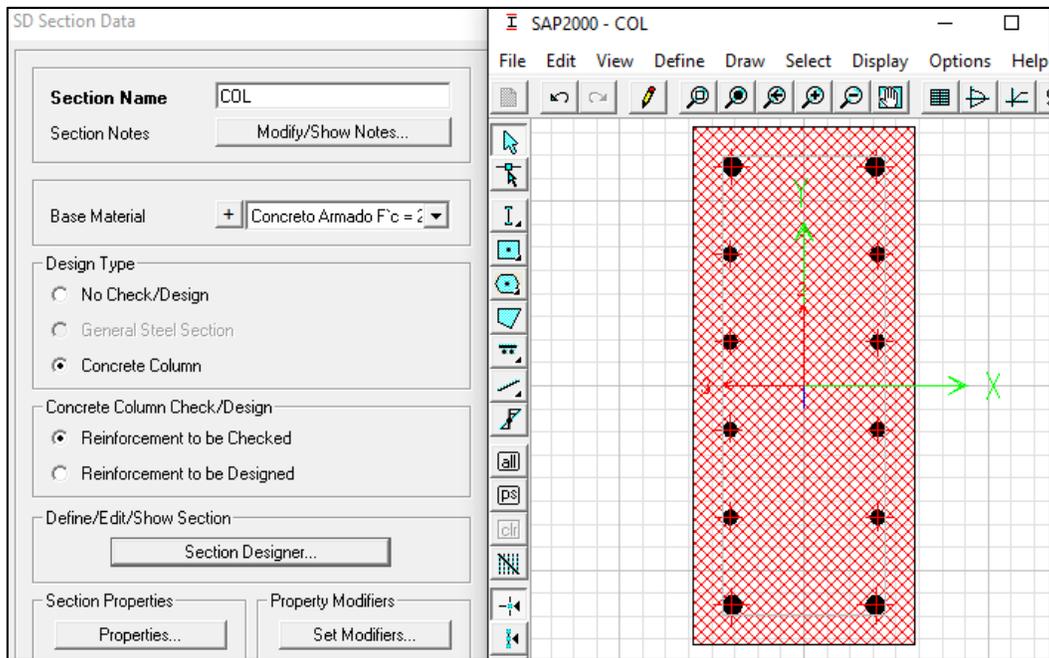


Figura 56. Definición para la columna Rectangular en el modelo matemático, desarrollado en el software SAP2000. Elaboración propia.

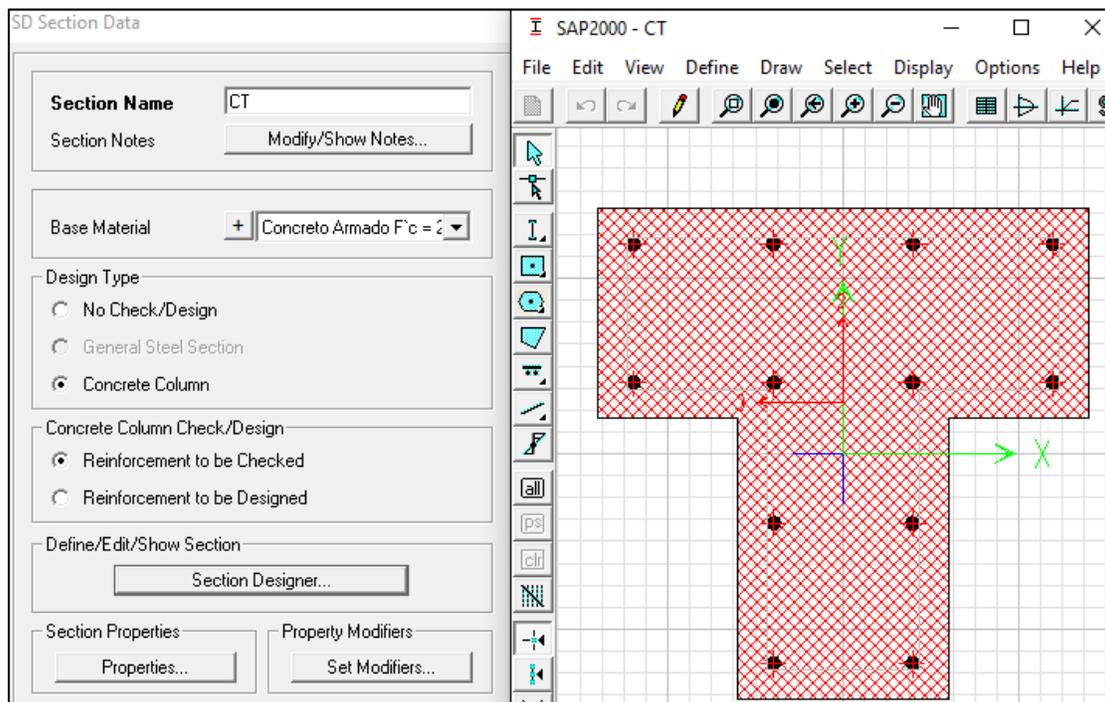


Figura 57. Definición para la columna de sección "T" en el modelo matemático, desarrollado en el software SAP2000. Elaboración propia.

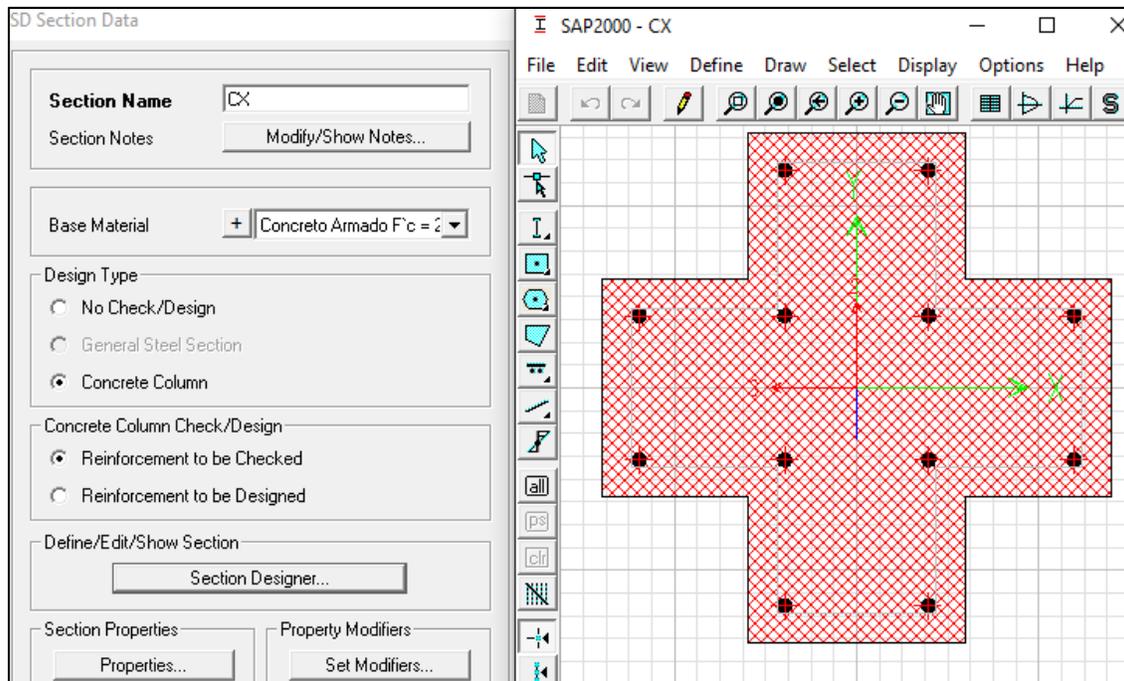


Figura 58. Definición para la columna de sección “X” en el modelo matemático, desarrollado en el software SAP2000. Elaboración propia.

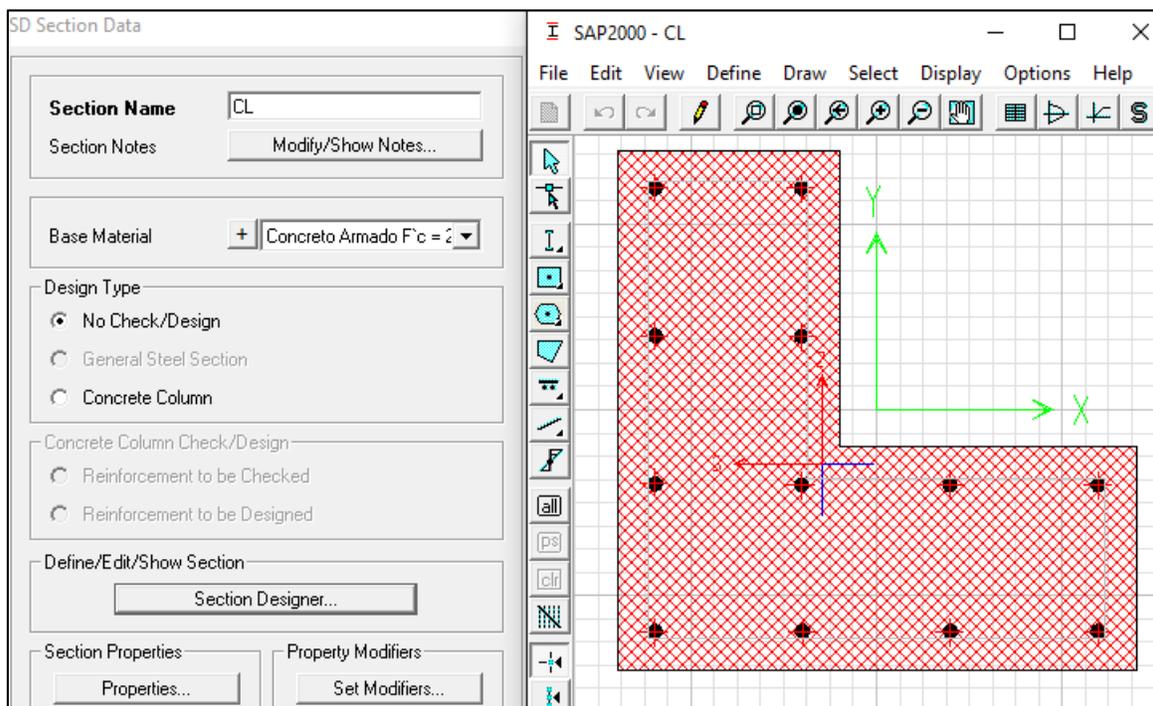


Figura 59. Definición para la columna de sección “L” en el modelo matemático, desarrollado en el software SAP2000. Elaboración propia.

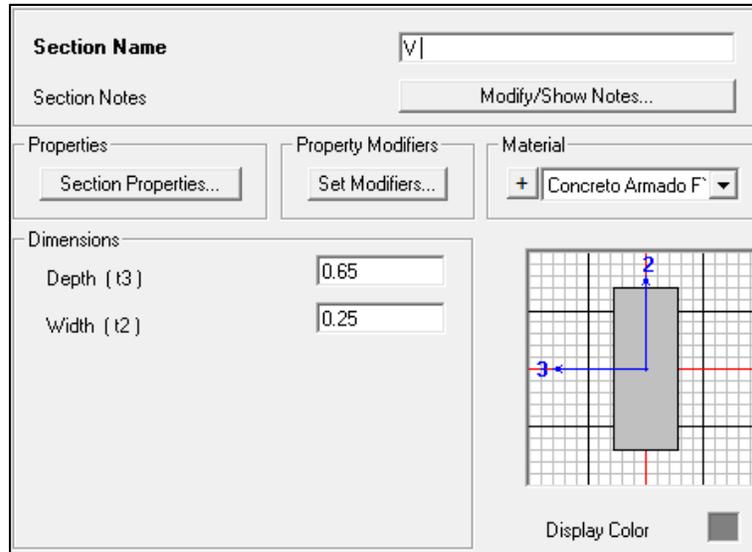


Figura 60. Definición para la viga en el modelo matemático, desarrollado en el software SAP2000. Elaboración propia.

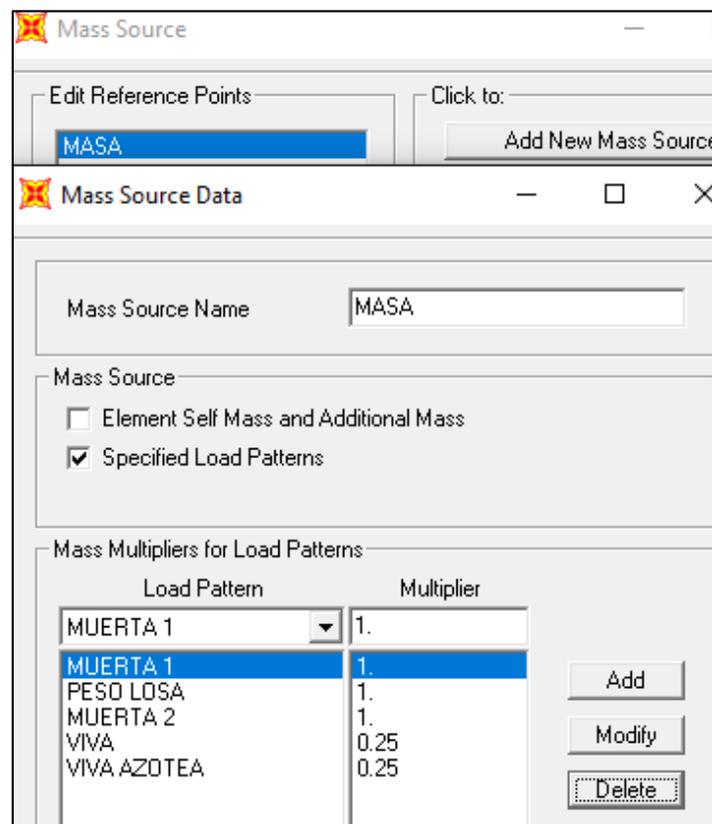


Figura 61. Definición para estimar la masa de la estructura en el modelo matemático, desarrollado en el software SAP2000. Elaboración propia.

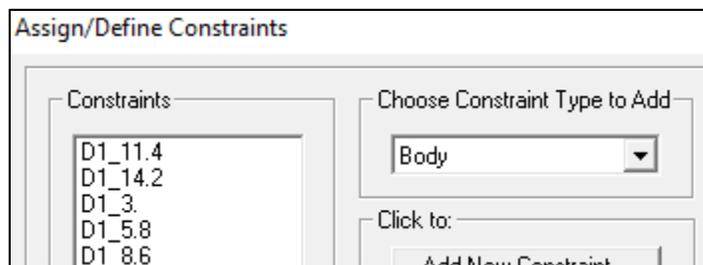


Figura 62. Definición de diafragma rígido por piso en el modelo matemático, desarrollado en el software SAP2000.

Elaboración propia.

Load Pattern Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load Pattern
MUERTA	DEAD	1	
MUERTA	DEAD	1	
PP LOSA	SUPER DEAD	0	
MUERTA 2	SUPER DEAD	0	
VIVA	LIVE	0	
VIVA AZOTEA	LIVE	0	

Figura 63. Definición para patrón de cargas en el modelo matemático, desarrollado en el software SAP2000.

Elaboración propia.

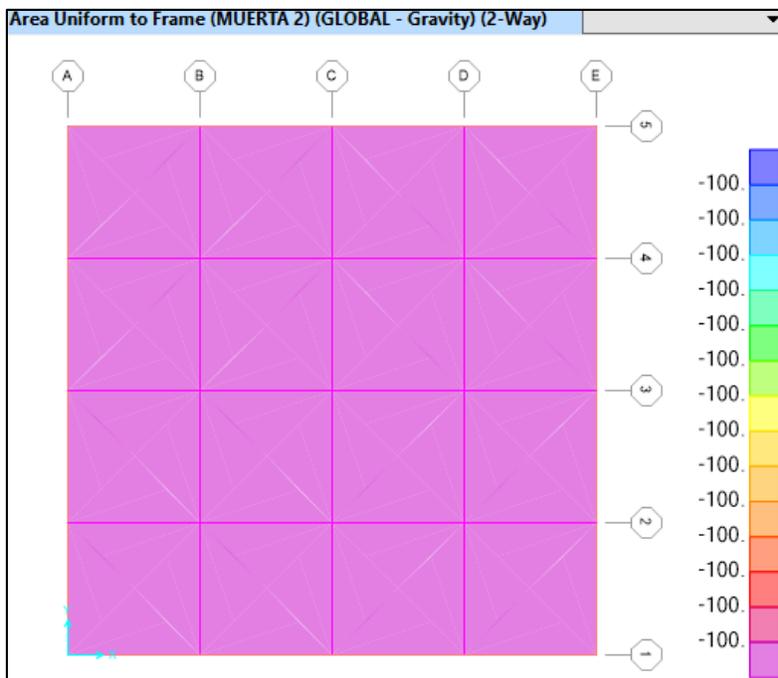


Figura 64. Asignación de carga muerta (Kg) en los entresijos en el modelo matemático, desarrollado en el software

SAP2000. Elaboración propia.

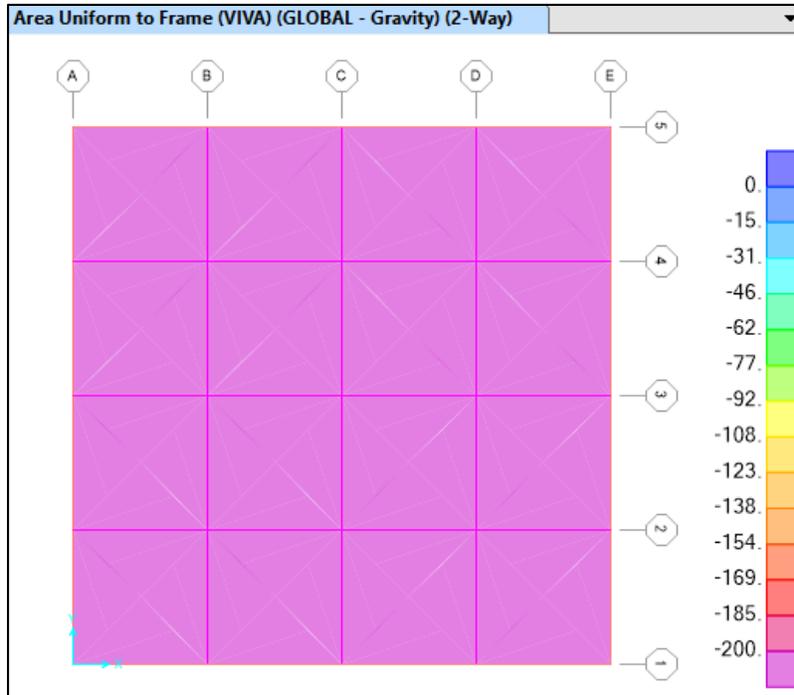


Figura 65. Asignación de carga viva (Kg) en los entresijos en el modelo matemático, desarrollado en el software SAP2000. Elaboración propia.

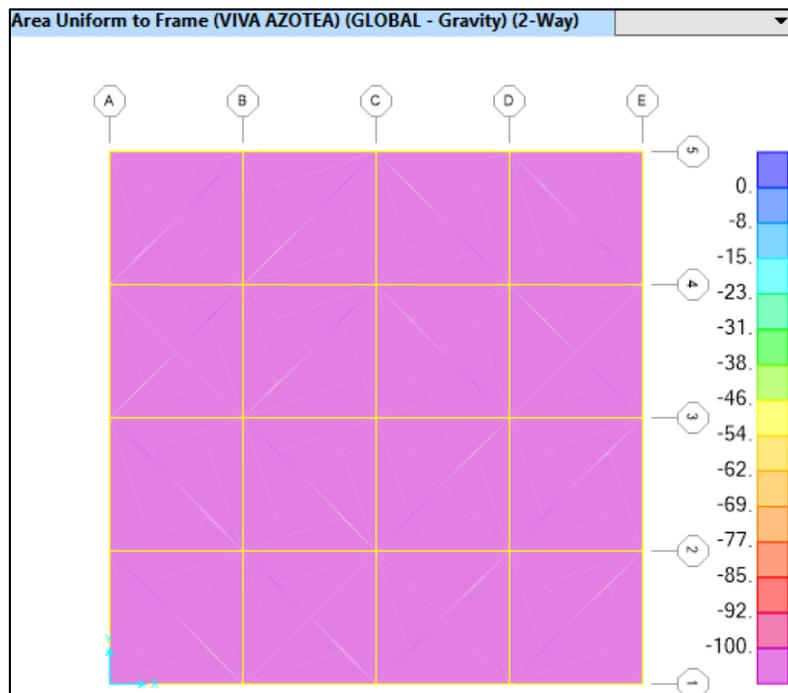


Figura 66. Asignación de carga viva (Kg) en la azotea en el modelo matemático, desarrollado en el software SAP2000. Elaboración propia.

Con todos los parámetros de modelación definidos y las cargas aplicadas al sistema, la estructura se configura como se muestra:

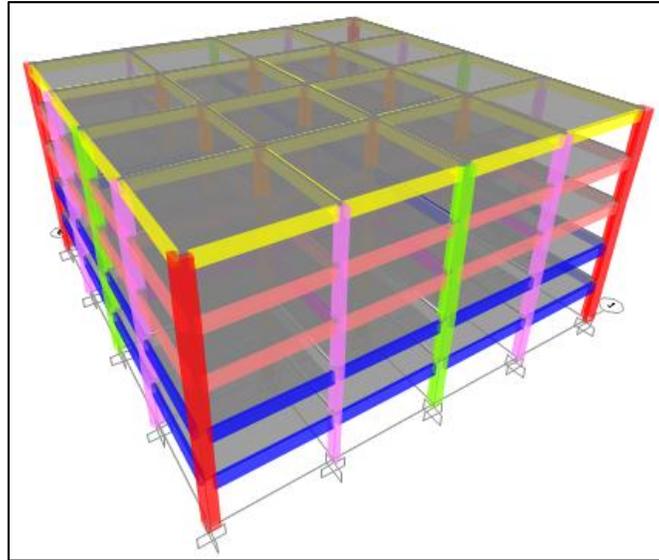


Figura 67. Modelo estructural 3D, desarrollado en el software SAP2000. Elaboración propia.

Para realizar el análisis modal, se tomó en cuenta las masas de los elementos y la rigidez del sistema, con lo cual se calcula los periodos de vibración, mostrados en la tabla 40.

Tabla 40

Periodos de vibración de la estructura

Modo	Periodo (seg)	Frecuencia (cyc/sec)	Frecuencia Circular (rad/sec)	Eigenvalue (rad/sec ²)
1	0.4904	2.0391	12.812	164.15
2	0.4904	2.0391	12.812	164.15
3	0.4533	2.2035	13.845	191.68
4	0.1489	6.7166	42.202	1731
5	0.1489	6.7166	42.202	1731
6	0.07668	13.042	31.943	6714.6
7	0.07668	13.042	31.943	6714.6
8	0.06227	16.053	100.9	10180
9	0.05868	17.041	107.07	11465
10	0.04705	21.255	133.55	17835

Nota: Elaboración propia, sobre el reporte del software SAP2000.

4.2.1.3 Modelo estructural en PERFORM-3D. Para realizar el modelo en este programa, se utilizaron los materiales y elementos con las mismas características del programa ETABS. Con todos los parámetros de modelación definidos, la estructura se configura con las siguientes características.

Section Stiffness			
Axial Area	.21	Torsional Inertia	.004608
Shear Area along Axis 2	.175	Bending Inertia about Axis 2	.001575
Shear Area along Axis 3	.175	Bending Inertia about Axis 3	.008575
Material Stiffness			
Young's Modulus	2.51e9	Poisson's Ratio	.2
		Shear Modulus =	1.0458e9

Figura 68. Definición para la columna rectangular en el modelo matemático, desarrollado en el software PERFORM-3D. Elaboración propia.

Section and Dimensions	Elastic Stiffness	Basic F-D Relationship	Yield Surface
Section Stiffness			
Axial Area	.33	Torsional Inertia	.008814
Shear Area along Axis 2	.2389	Bending Inertia about Axis 2	.01253
Shear Area along Axis 3	.2377	Bending Inertia about Axis 3	.01253
Material Stiffness			
Young's Modulus	2.51e9	Poisson's Ratio	.2
		Shear Modulus =	1.046e9

Figura 69. Definición para la columna de sección "L", desarrollado en el software PERFORM-3D. Elaboración propia.

Section Stiffness			
Axial Area	.33	Torsional Inertia	.00956
Shear Area along Axis 2	.2377	Bending Inertia about Axis 2	.009475
Shear Area along Axis 3	.3008	Bending Inertia about Axis 3	.001253
Material Stiffness			
Young's Modulus	2.51e9	Poisson's Ratio	.2
		Shear Modulus =	1.0458e9

Figura 70. Definición para la columna de sección "T", desarrollado en el software PERFORM-3D.

Elaboración propia.

Section Stiffness			
Axial Area	.33	Torsional Inertia	.0011155
Shear Area along Axis 2	.3008	Bending Inertia about Axis 2	.009475
Shear Area along Axis 3	.3008	Bending Inertia about Axis 3	.009475
Material Stiffness			
Young's Modulus	2.51e9	Poisson's Ratio	.2
		Shear Modulus =	1.0458e9

Figura 71. Definición para la columna de sección "X", desarrollado en el software PERFORM-3D.

Elaboración propia.

NODES	
Nodes	Supports
Masses	Slaving
Specify slaving constraint sets.	
 New 	Choose name to edit an existing constraint set.
<input type="text" value="DIAFA 5"/>  <input type="text" value="DIAFA 2"/> <input type="text" value="DIAFA 3"/> <input type="text" value="DIAFA 4"/> C <input type="text" value="DIAFA 5"/>	<input type="text" value="DIAFA 4"/>  Choose constraint type <input checked="" type="radio"/> Horizontal rigid floor (H1, H2, RV displs). <input type="radio"/> Eccentric connection in a rigid floor (V, R1, R2). <input type="radio"/> Full rigid link (all 6 displs). <input type="radio"/> Simple equal displacements (choose below). <input type="checkbox"/> H1 <input type="checkbox"/> H2 <input type="checkbox"/> V <input type="checkbox"/> R1 <input type="checkbox"/> R2 <input type="checkbox"/> RV

Figura 72. Definición para el diafragma rígido, desarrollado en el software PERFORM-3D. Elaboración

propia.

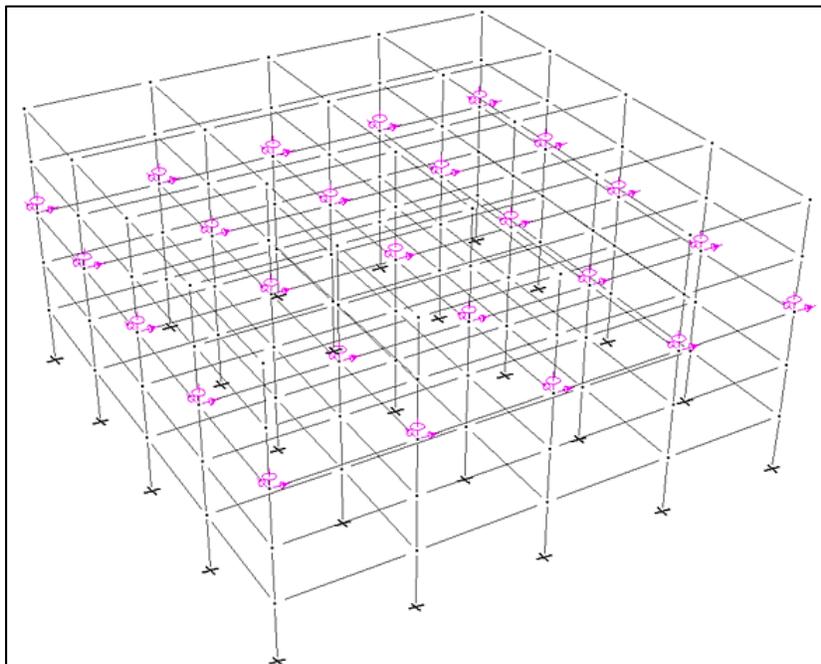


Figura 73. Modelado de los diafragmas rígidos, desarrollado en el software PERFORM-3D. Elaboración propia.

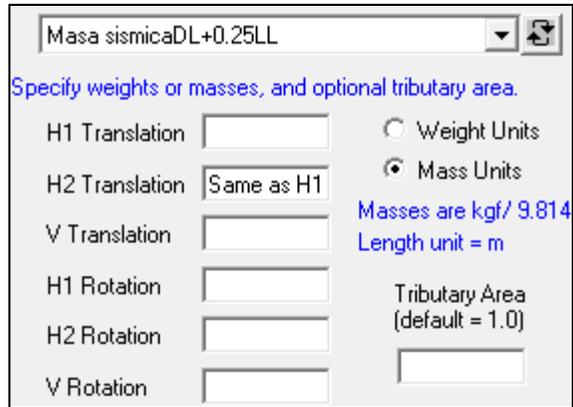


Figura 74. Definición para la masa en los diafragmas rígidos, desarrollado en el software PERFORM-3D.

Elaboración propia.

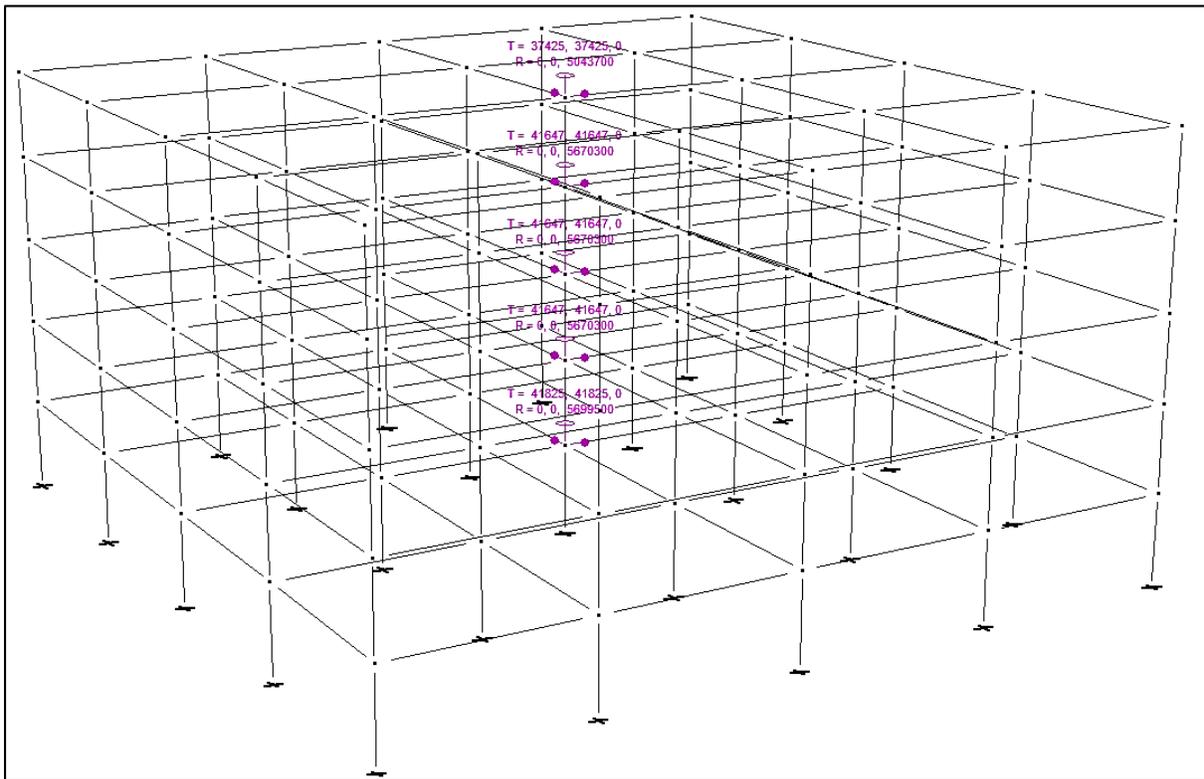


Figura 75. Modelado de la aplicación de las masas de la estructura, según la tabla 13, desarrollado en el software

PERFORM-3D. Elaboración propia.

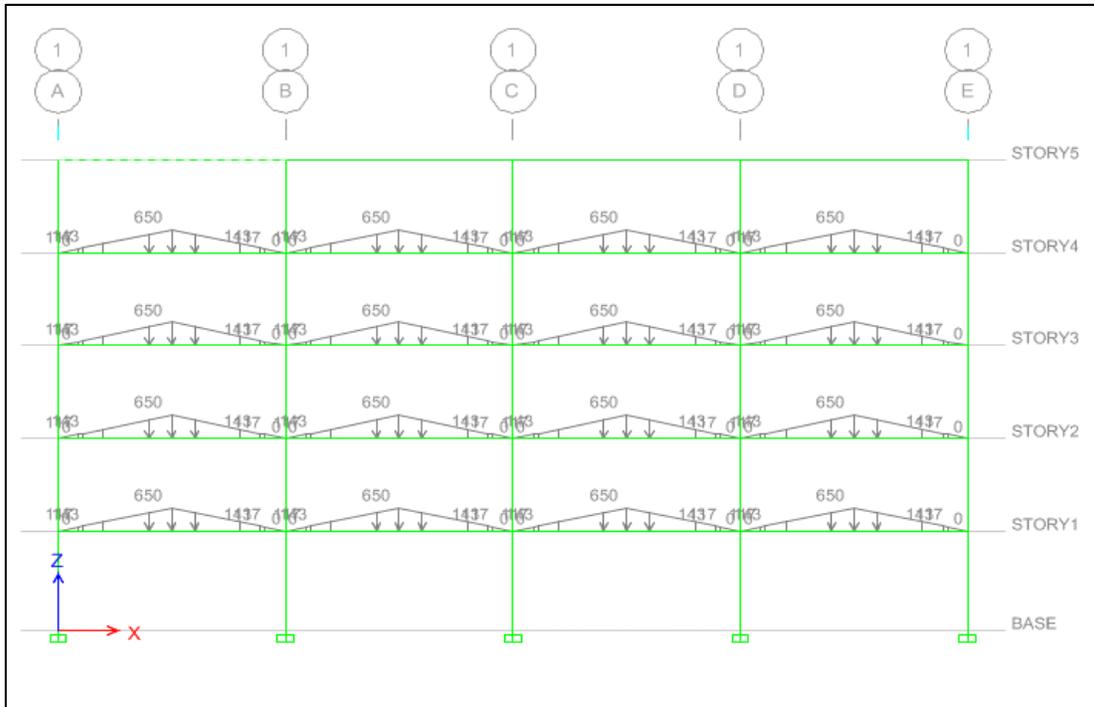


Figura 76. Carga viva (Kg) en los entrepisos, desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.

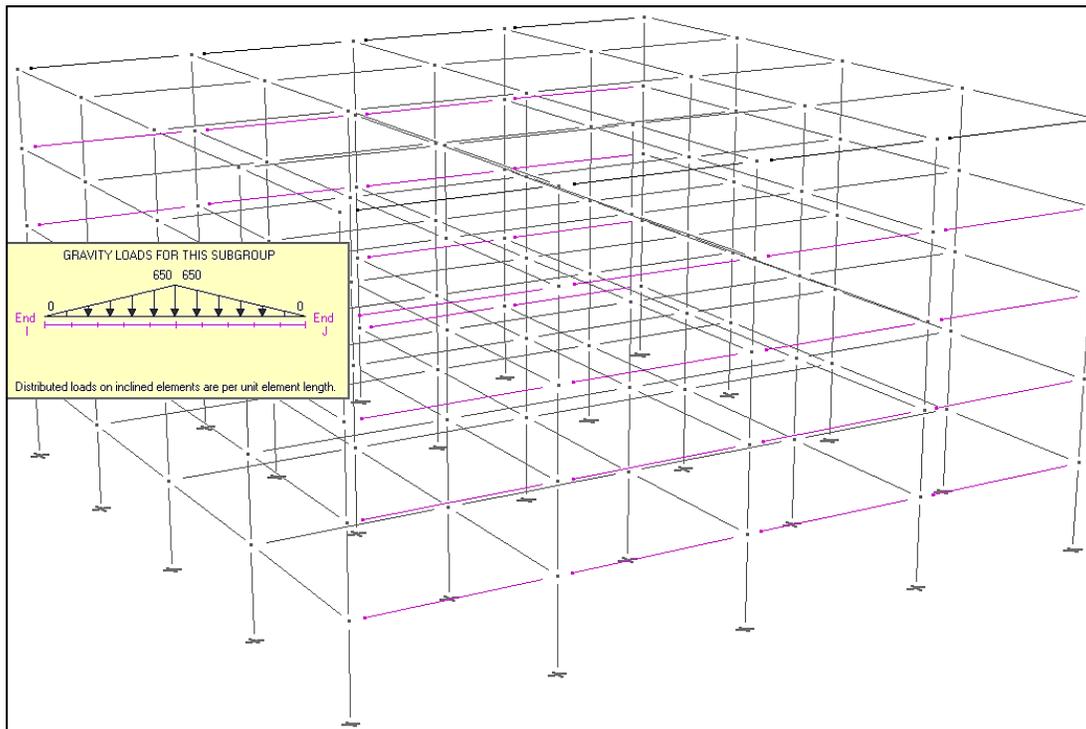


Figura 77. Asignación de carga viva (Kg) en los entrepisos, desarrollado en el software PERFORM-3D.

Elaboración propia.

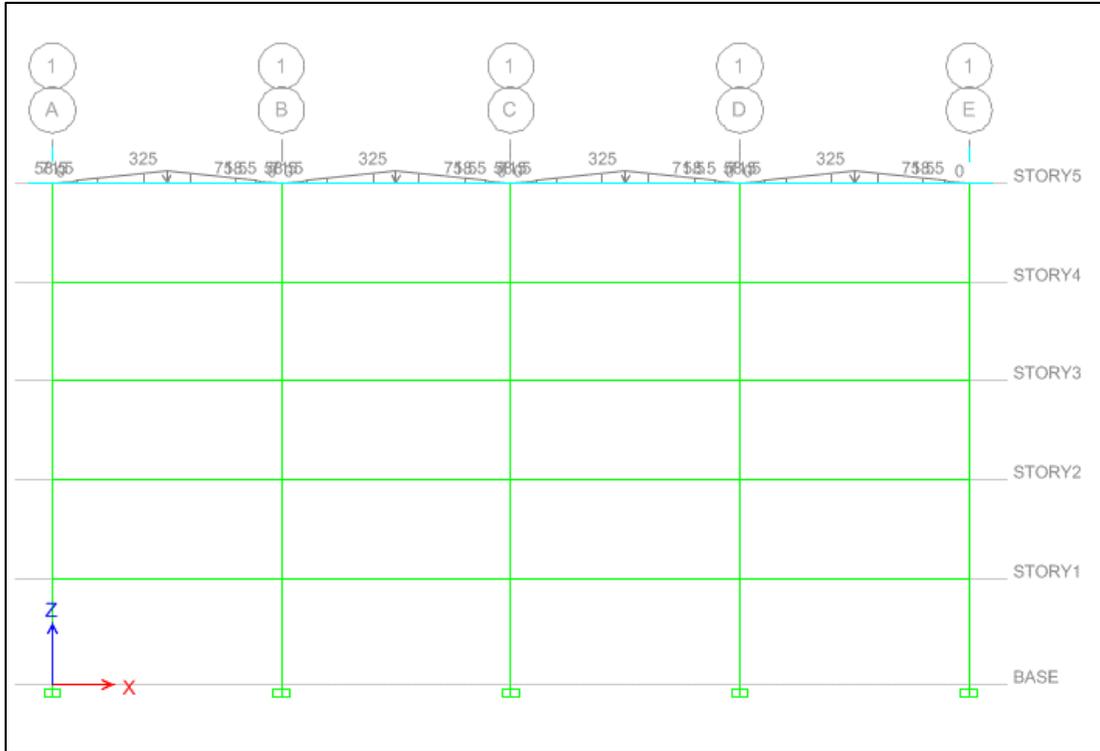


Figura 78. Carga viva (Kg) en la azotea, desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.

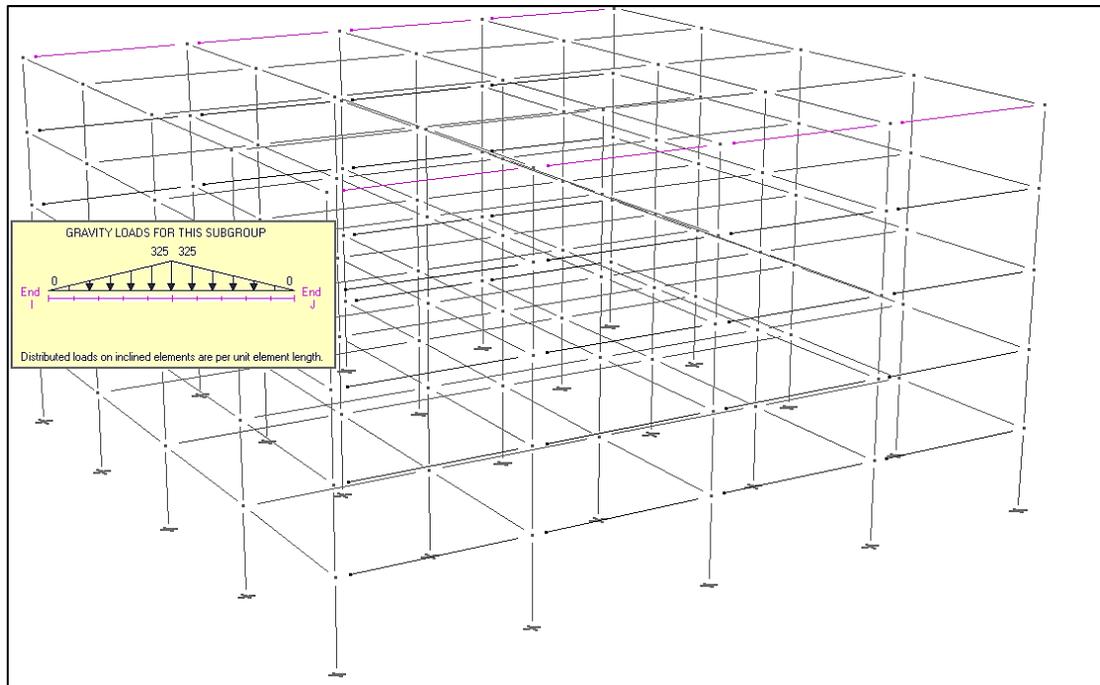


Figura 79. Asignación de carga viva (Kg) en la azotea, desarrollado en el software PERFORM-3D. Elaboración propia.

Con los elementos y todos los parámetros de modelación definidos, la estructura se configura como se muestra:

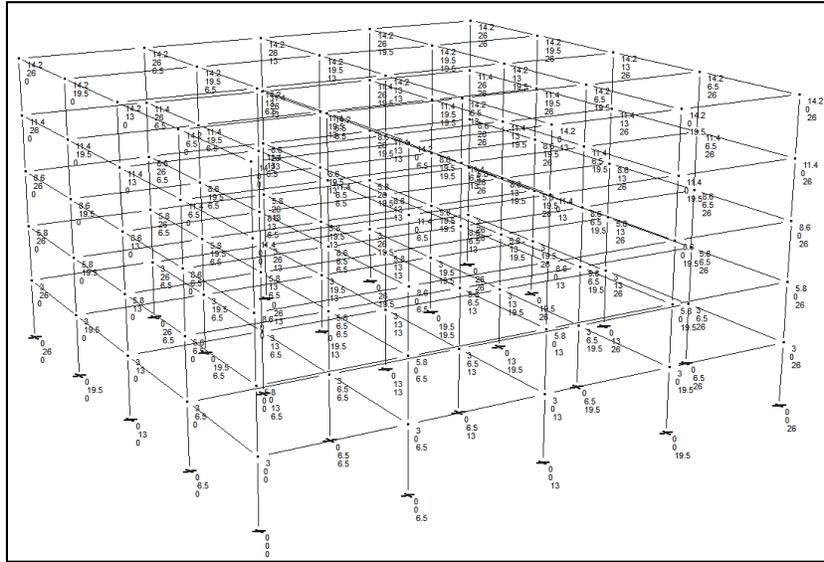


Figura 80. Modelo estructural 3D, desarrollado en el software PERFORM-3D. Elaboración propia.

Para realizar el análisis modal, se tomó en cuenta las masas de los elementos y la rigidez del sistema, con lo cual se calcula los periodos de vibración.

Tabla 41

Periodos de vibración de la estructura

Modo	Periodo (seg)
1	0.4951
2	0.4951
3	0.4624
4	0.1515
5	0.1515
6	0.1413
7	0.07906
8	0.07906
9	0.07337
10	0.04884

Nota: Elaboración propia, sobre el reporte del software PERFORM-3D.

4.2.1.4 Confrontación de modelos y resultados. En los modelos lineales creados en ETABS, SAP2000 y en PERFORM-3D, se utilizó la misma calidad de los materiales y las mismas características geométricas de la estructura; sin embargo, cada programa posee su propio algoritmo de análisis y dificultad para generar el modelo. ETABS y SAP2000 son programas que poseen una gran facilidad para definir un modelo, el caso contrario se da en el programa PERFORM-3D, que es un programa con grandes capacidades de análisis y la definición de un modelo matemático se hace minuciosamente. Para verificar la correcta definición del modelo, se hace una comparación entre los resultados obtenidos por los programas, comparando principalmente el periodo de vibración y la deformada modal de la estructura para los diez primeros modos de vibración.

Tabla 42

Comparación de los periodos de vibración de la estructura

Modos	ETABS	SAP2000	PERFORM-3D
1	0.49	0.4904	0.4951
2	0.49	0.4904	0.4951
3	0.467	0.4533	0.4624
4	0.15	0.1489	0.1515
5	0.15	0.1489	0.1515
6	0.144	0.0767	0.1413
7	0.078	0.0767	0.07906
8	0.078	0.0623	0.07906
9	0.075	0.0587	0.07337
10	0.049	0.047	0.04884

Nota: Elaboración propia.

Como se puede apreciar en la tabla 42, existe una mínima diferencia en los primeros períodos de vibración de la estructura. La comparación, de las deformaciones modales, para los primeros 10 modos de vibración, se muestran en las siguientes figuras, en las que además se presentan los valores de periodos de vibración para cada modo. Es muy notable el efecto lateral

que ocasionan los dos primeros modos de vibración a la estructura, para el tercer modo el desplazamiento es bastante pequeño, pero la torsión es importante y muy significativa.

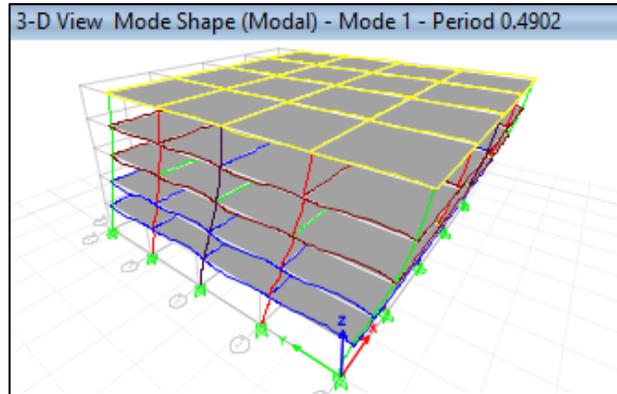


Figura 81. Primer modo de vibración, desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.

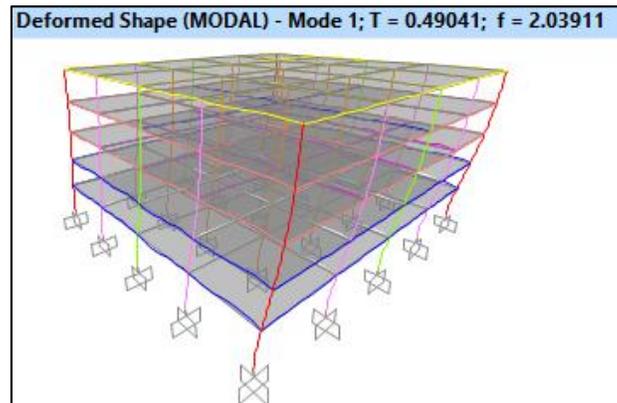


Figura 82. Primer modo de vibración, desarrollado en el software SAP2000. Elaboración propia.

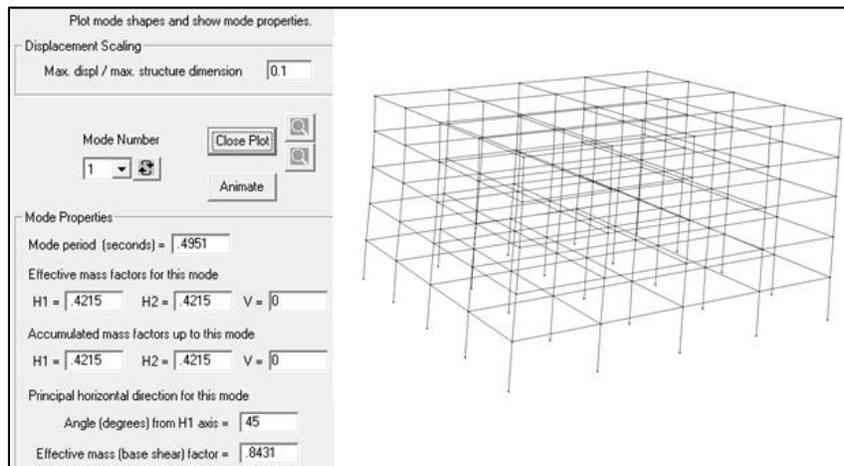


Figura 83. Primer modo de vibración, desarrollado en el software PERFORM-3D. Elaboración propia.

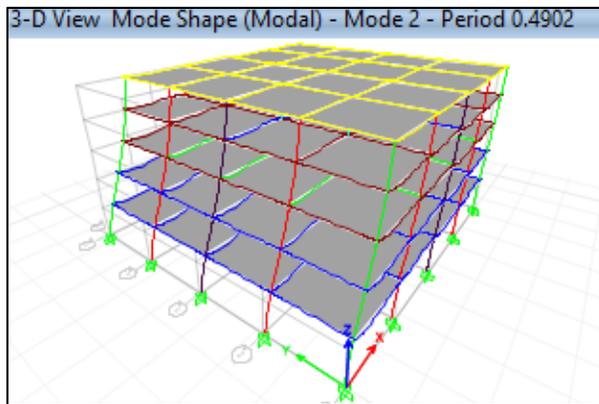


Figura 84. Segundo modo de vibración, desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.

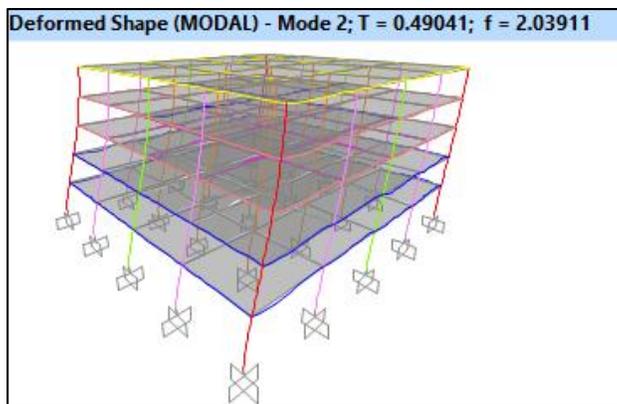


Figura 85. Segundo modo de vibración, desarrollado en el software SAP2000. Elaboración propia.

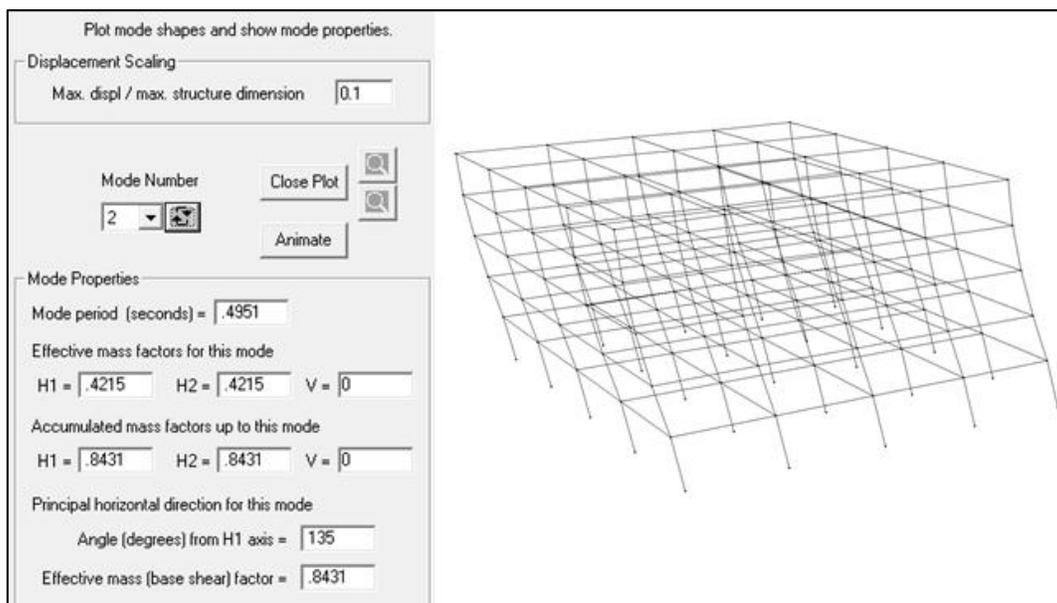


Figura 86. Segundo modo de vibración, desarrollado en el software PERFORM-3D. Elaboración propia.

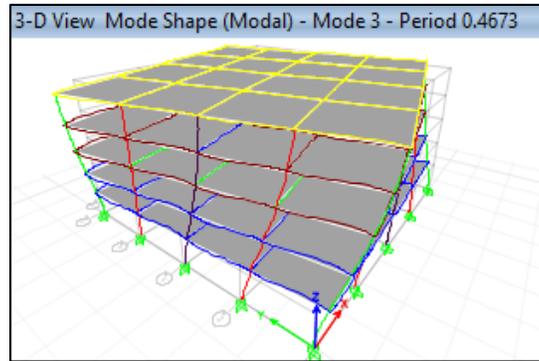


Figura 87. Tercer modo de vibración, desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.

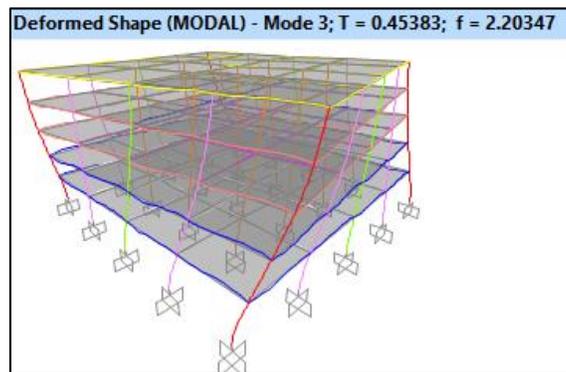


Figura 88. Tercer modo de vibración, desarrollado en el software SAP2000. Elaboración propia.

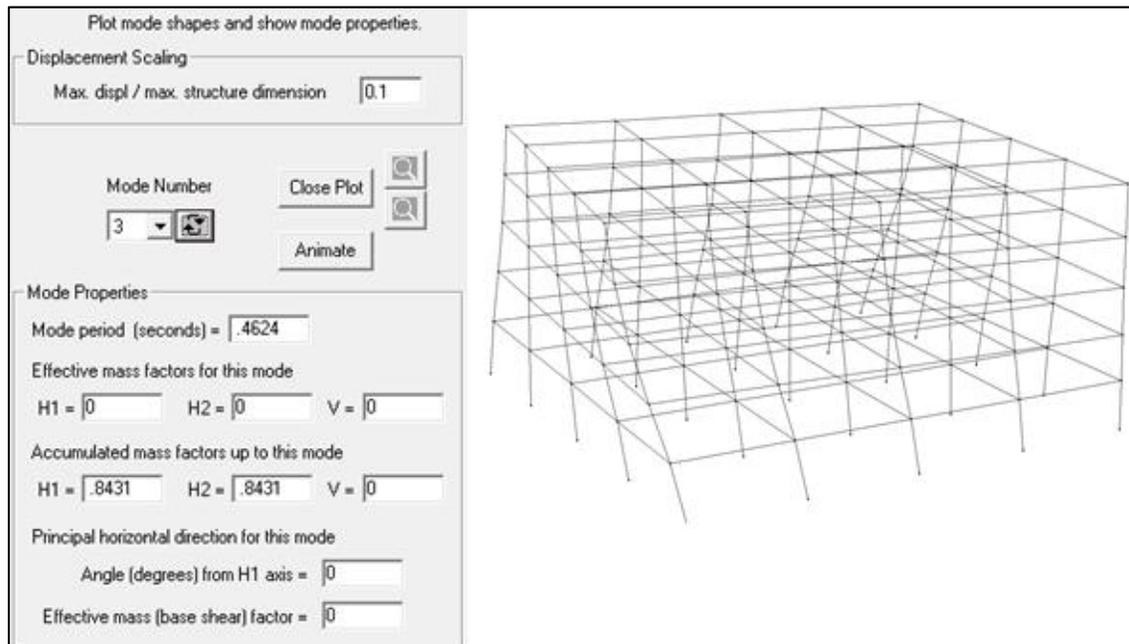


Figura 89. Tercer modo de vibración, desarrollado en el software PERFORM-3D. Elaboración propia.

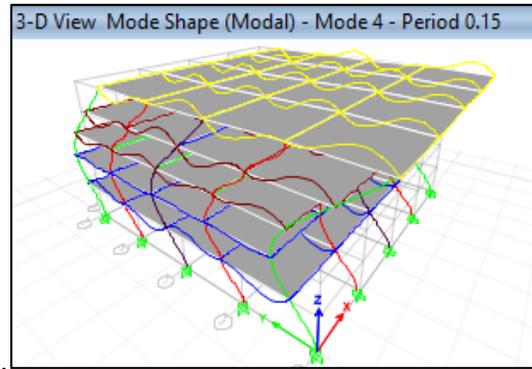


Figura 90. Cuarto modo de vibración, desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.

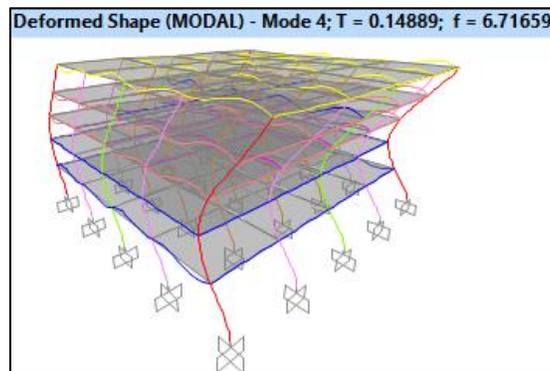


Figura 91. Cuarto modo de vibración, desarrollado en el software SAP2000. Elaboración propia.

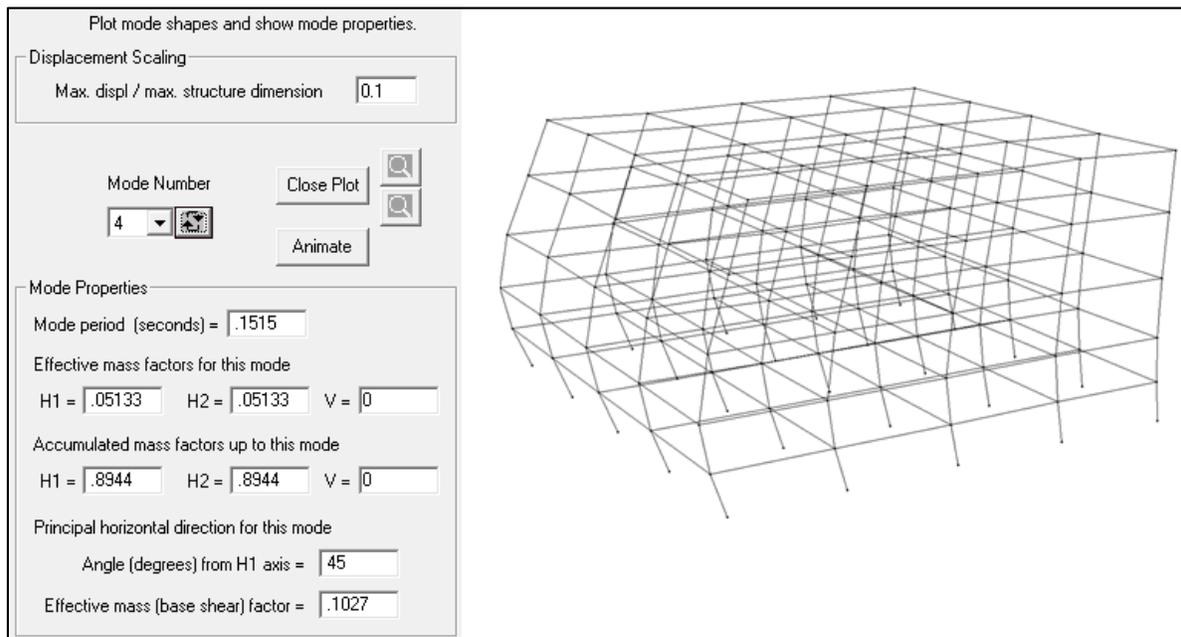


Figura 92. Cuarto modo de vibración, desarrollado en el software PERFORM-3D. Elaboración propia.

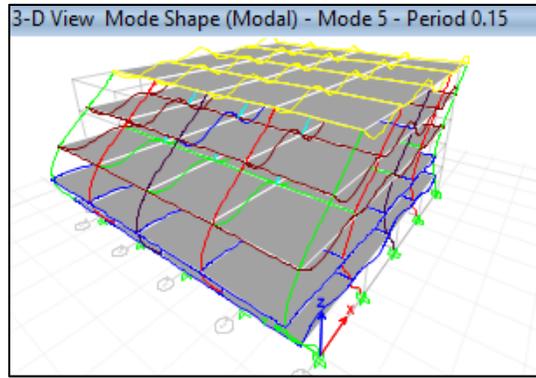


Figura 93. Quinto modo de vibración, desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.

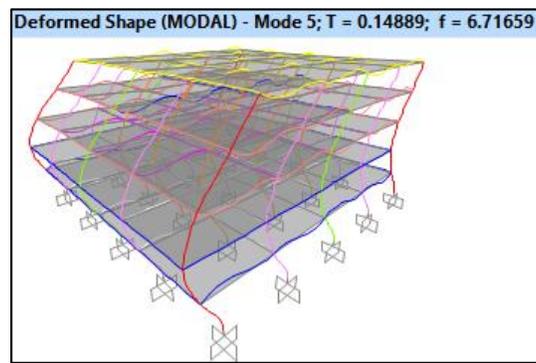


Figura 94. Quinto modo de vibración, desarrollado en el software SAP2000. Elaboración propia.

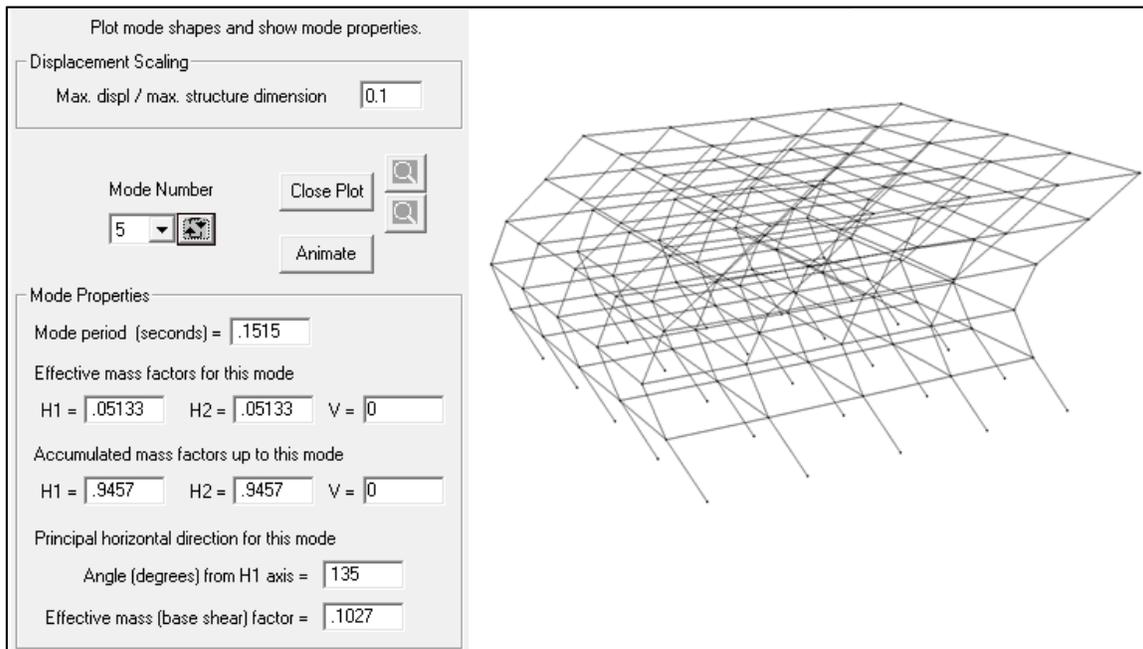


Figura 95. Quinto modo de vibración, desarrollado en el software PERFORM-3D. Elaboración propia.

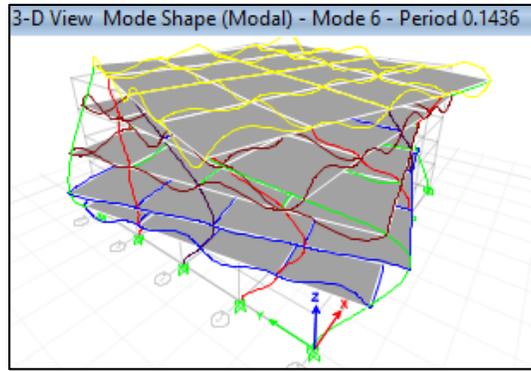


Figura 96. Sexto modo de vibración, desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.

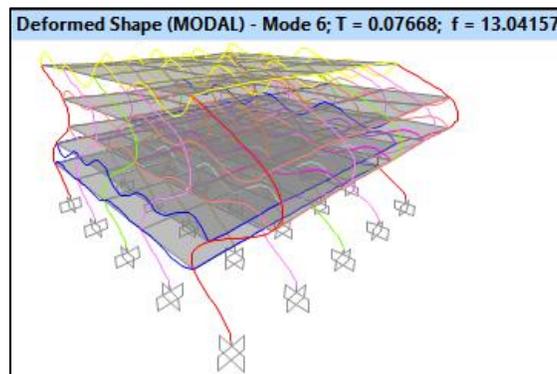


Figura 97. Sexto modo de vibración, desarrollado en el software SAP2000. Elaboración propia.

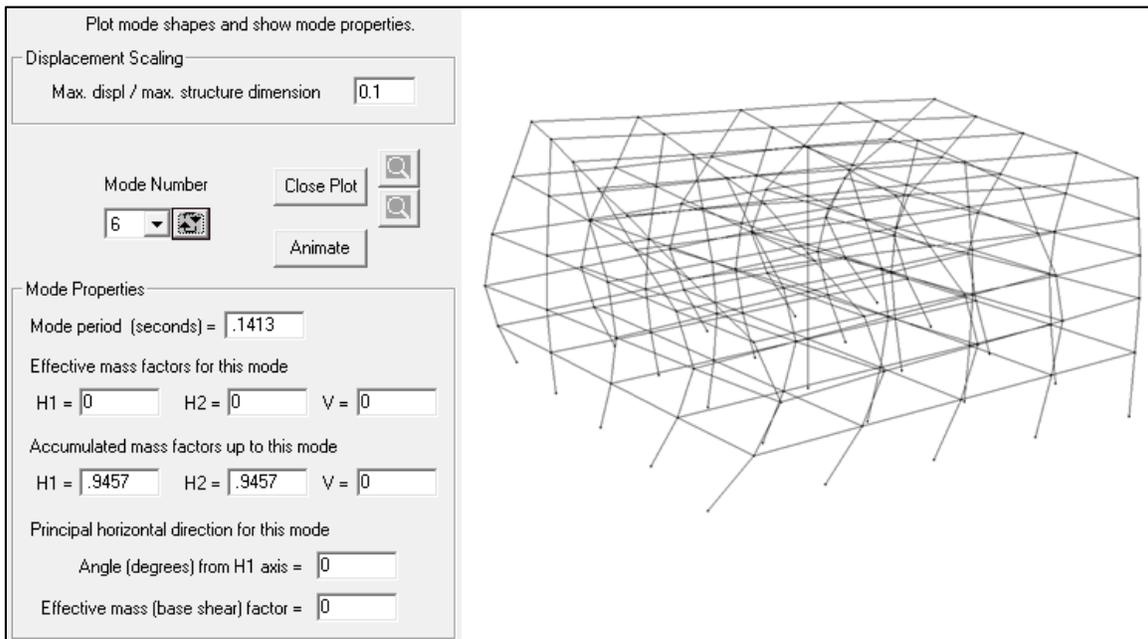


Figura 98. Sexto modo de vibración, desarrollado en el software PERFORM-3D. Elaboración propia.

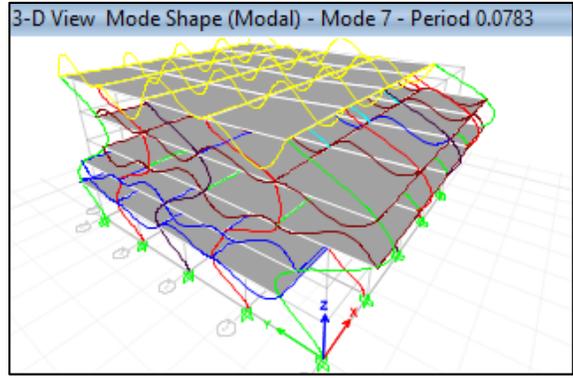


Figura 99. Séptimo modo de vibración, desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.

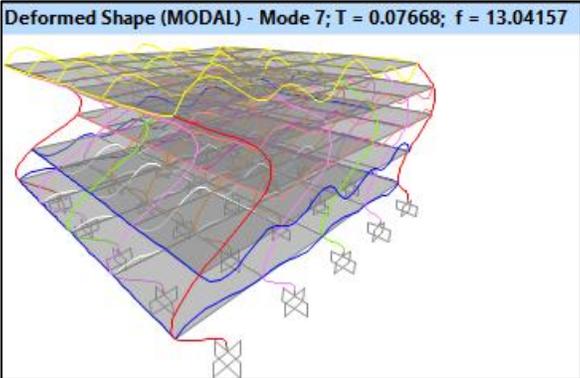


Figura 100. Séptimo modo de vibración, desarrollado en el software SAP2000. Elaboración propia.

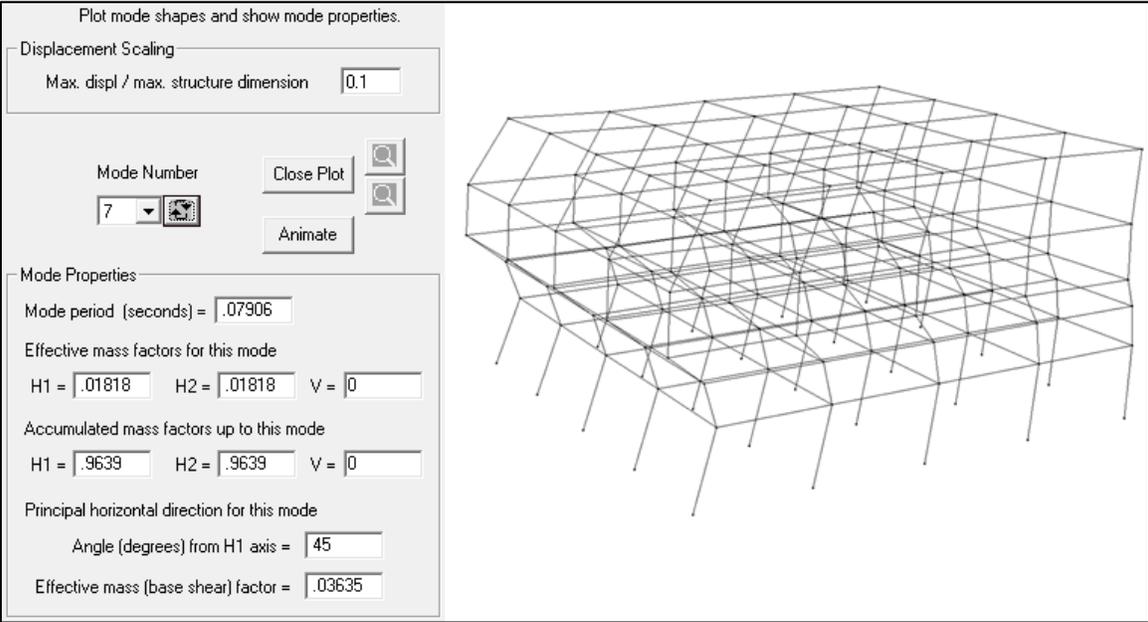


Figura 101. Séptimo modo de vibración, desarrollado en el software PERFORM-3D. Elaboración propia.

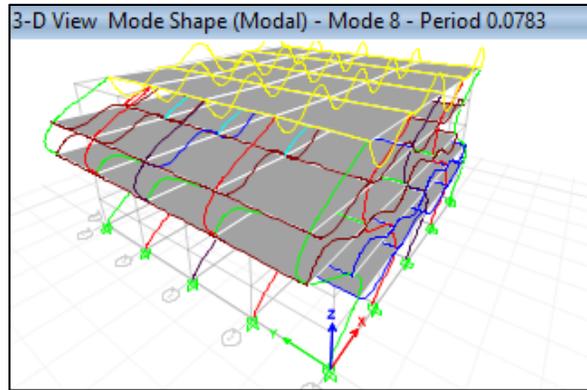


Figura 102. Octavo modo de vibración, desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.

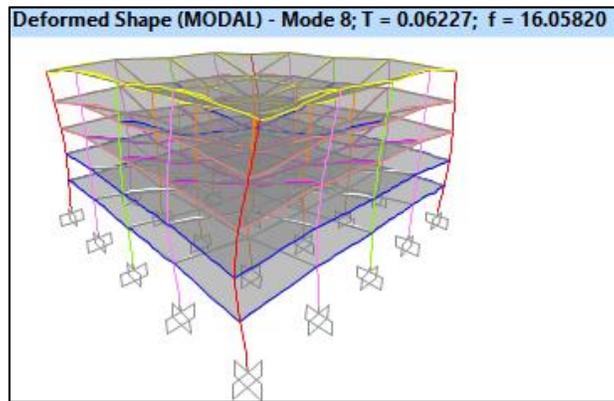


Figura 103. Octavo modo de vibración, desarrollado en el software SAP2000. Elaboración propia.

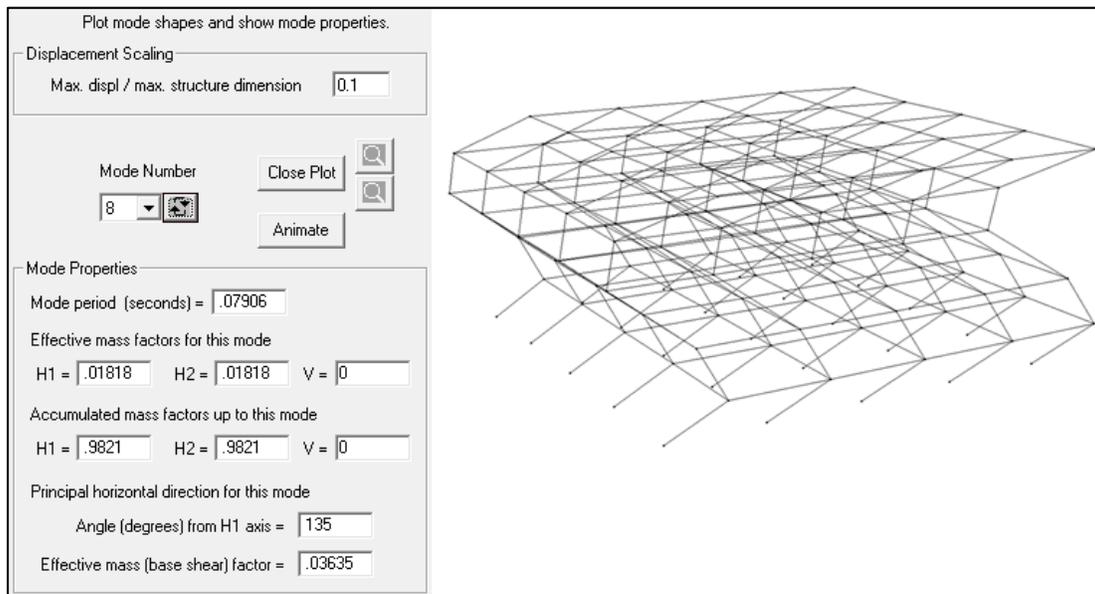


Figura 104. Octavo modo de vibración, desarrollado en el software PERFORM-3D. Elaboración propia.

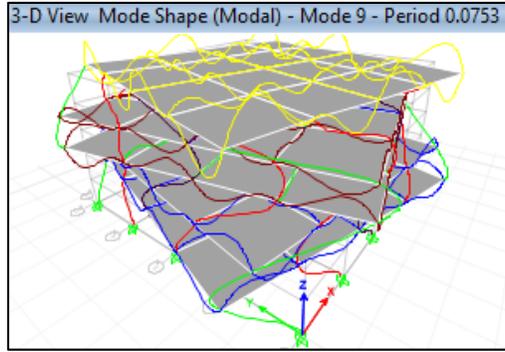


Figura 105. Noveno modo de vibración, desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.

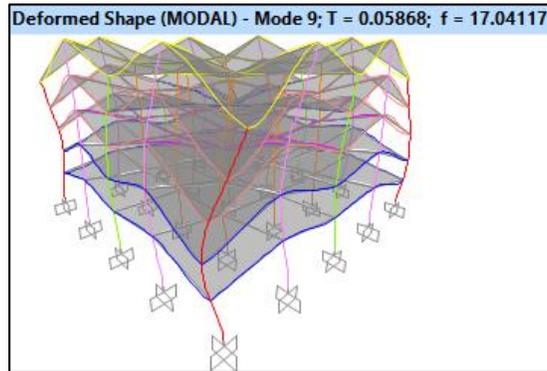


Figura 106. Noveno modo de vibración, desarrollado en el software SAP2000. Elaboración propia.

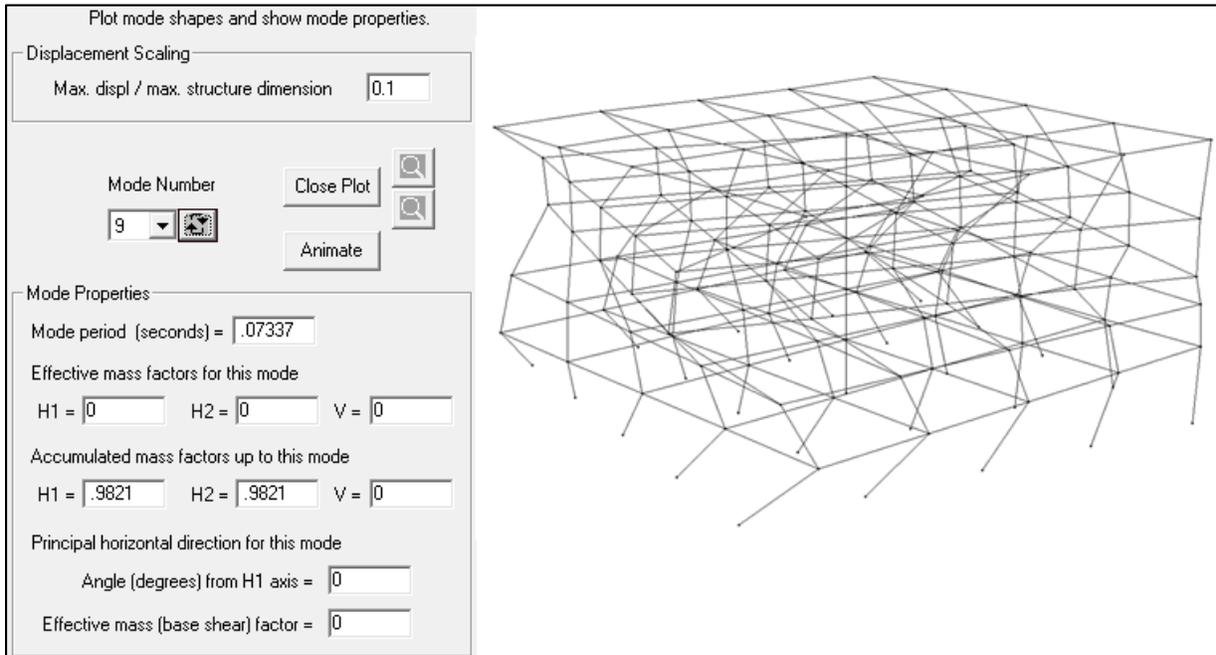


Figura 107. Noveno modo de vibración, desarrollado en el software PERFORM-3D. Elaboración propia.

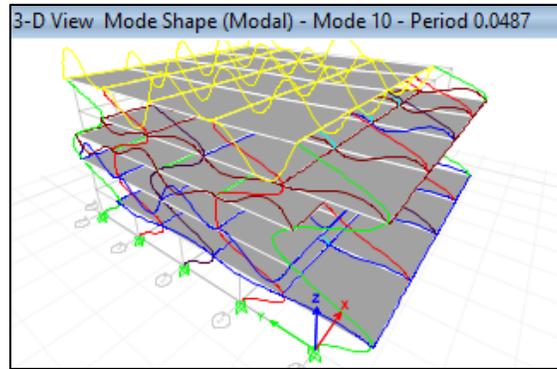


Figura 108. Decimo modo de vibración, desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.

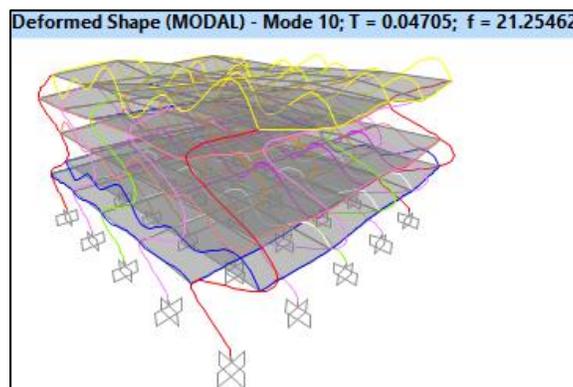


Figura 109. Decimo modo de vibración, desarrollado en el software SAP2000. Elaboración propia.

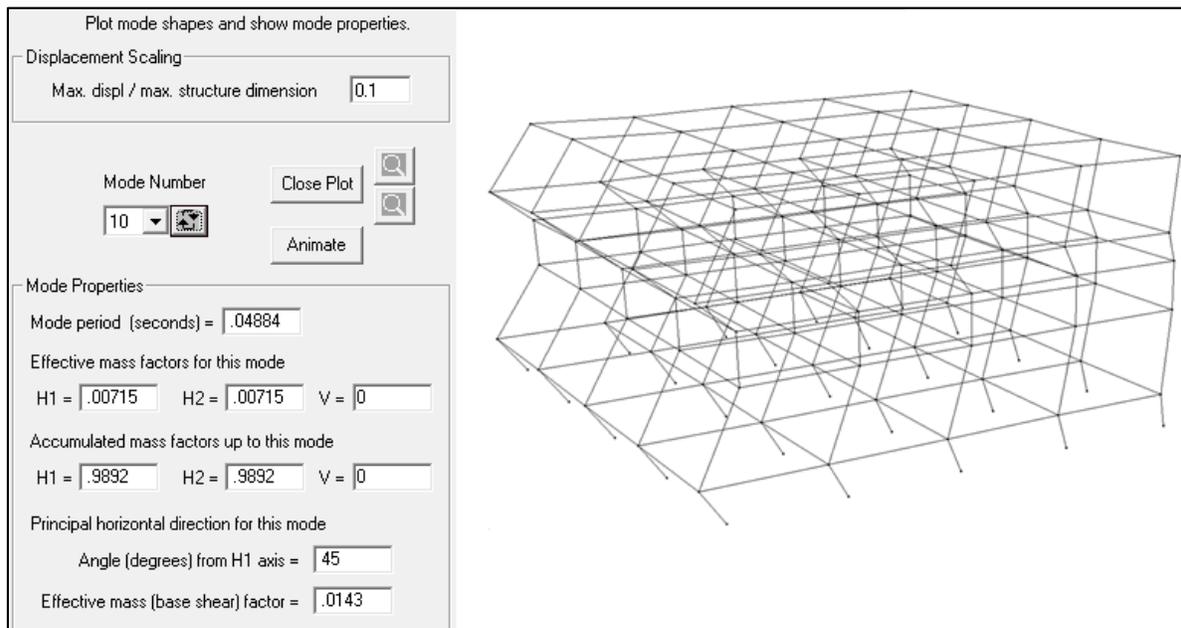


Figura 110. Decimo Modo de vibración, desarrollado en el software PERFORM-3D. Elaboración propia.

4.2.2 Modelo no lineal para los elementos estructurales. Para desarrollar los diagramas simplificados de momento-curvatura se toma en cuenta las secciones y el acero de refuerzo, obtenidas del diseño de los elementos.

4.2.2.1 Diagrama simplificado momento-curvatura para las vigas. Para las secciones, en los extremos de las vigas, se obtuvieron diagramas para el momento negativo.

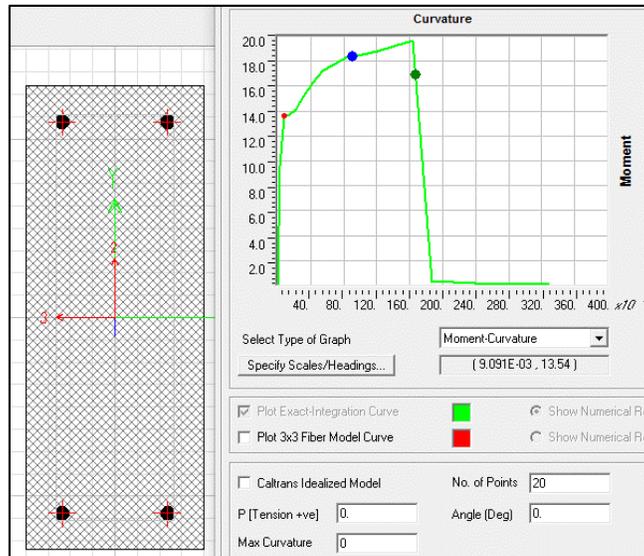


Figura 111. Diagrama momento-curvatura de la viga V-1, desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.

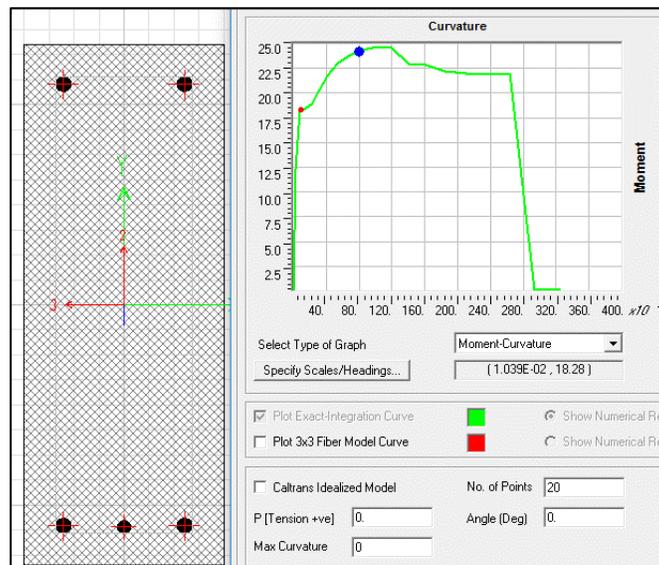


Figura 112. Diagrama momento-curvatura de la viga V-2, desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.

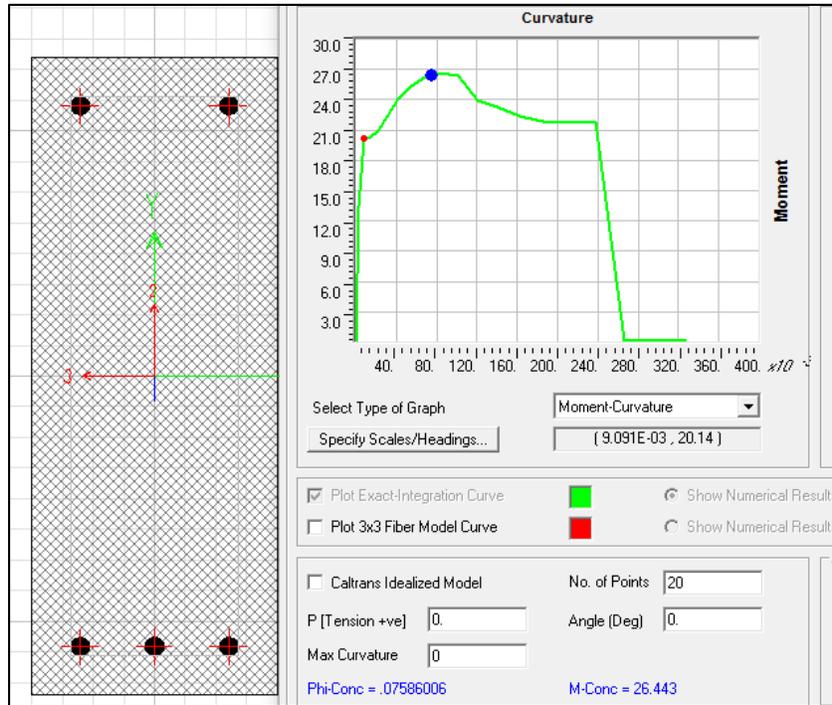


Figura 113. Diagrama momento–curvatura de la viga V-3, desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.

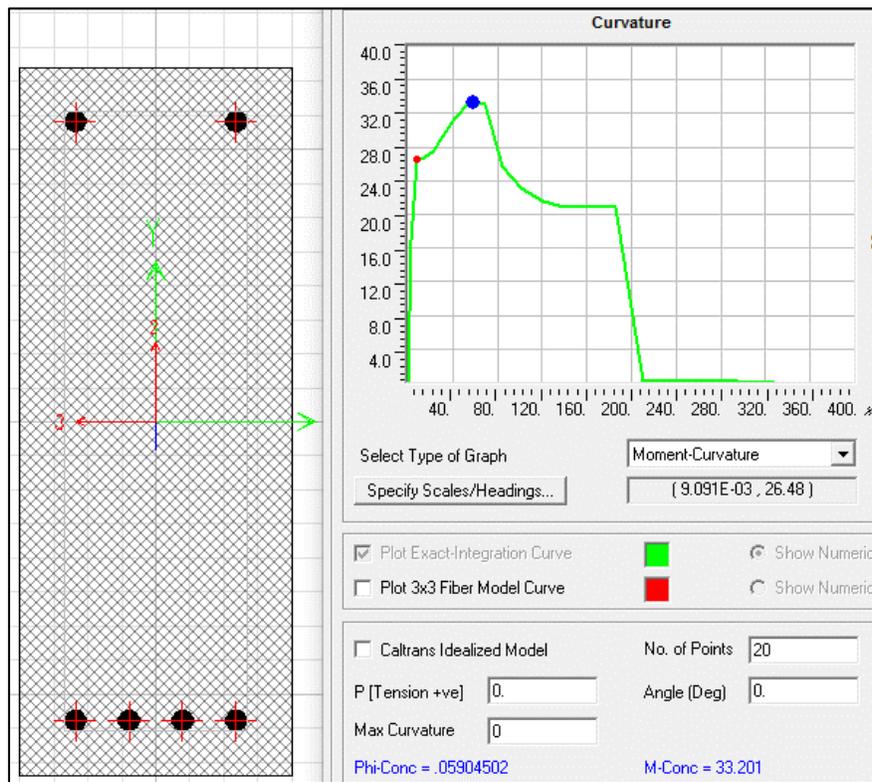


Figura 114. Diagrama momento–curvatura de la viga V-4, desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.

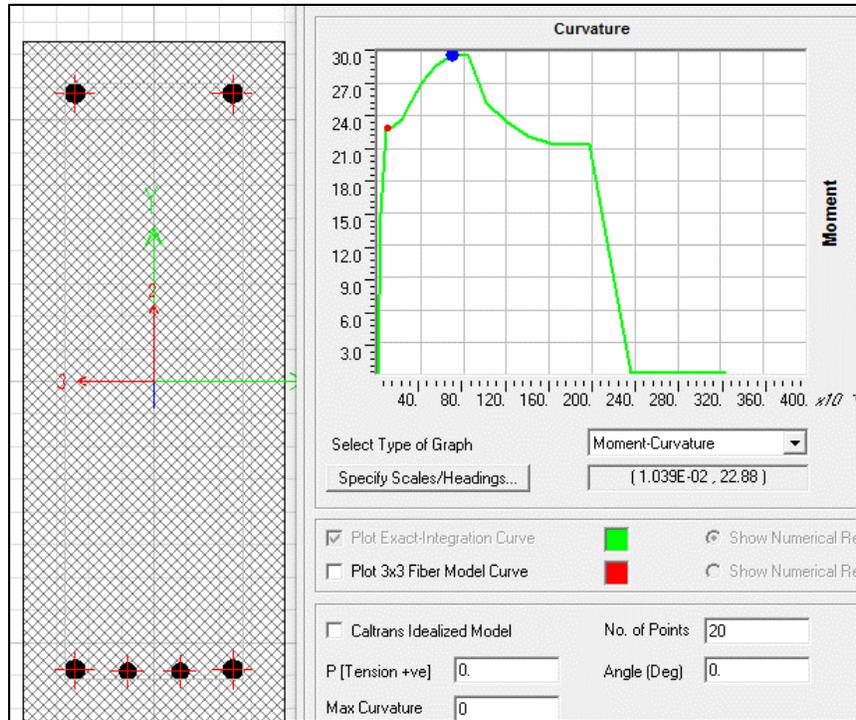


Figura 115. Diagrama momento-curvatura de la viga V-5, desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.

4.2.2.2 Definición de rotulas plásticas para las vigas. De acuerdo a la tabla 1, parámetros no lineales para vigas (FEMA356), y con los momentos de fluencia de los diagramas de momento - curvatura, se pueden definir los factores para la modelación de las rotulas plásticas en las vigas.

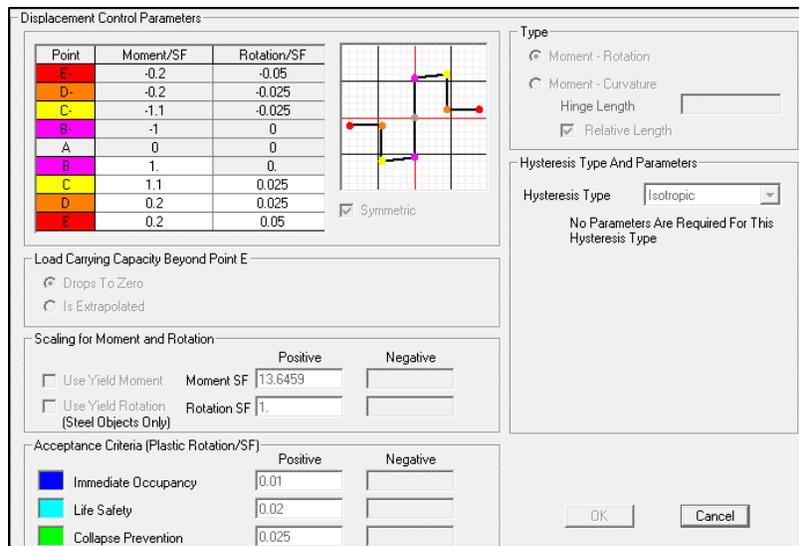


Figura 116. Definición de la rótula plástica en viga V-1, desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.

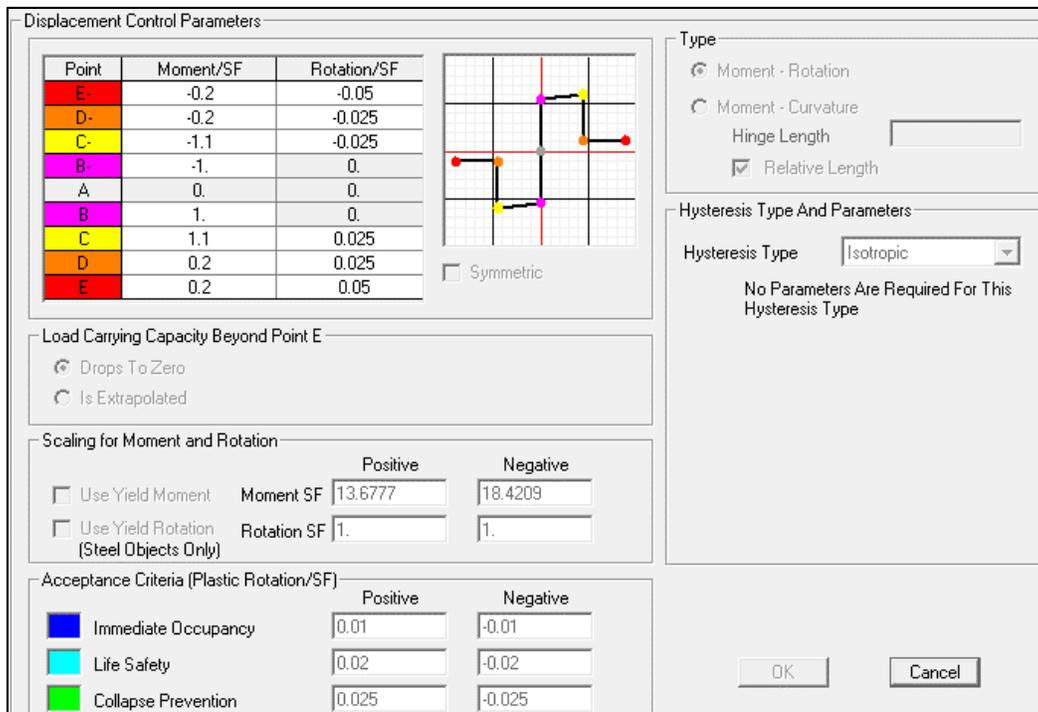


Figura 117. Definición de la rótula plástica en viga V-2, desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.

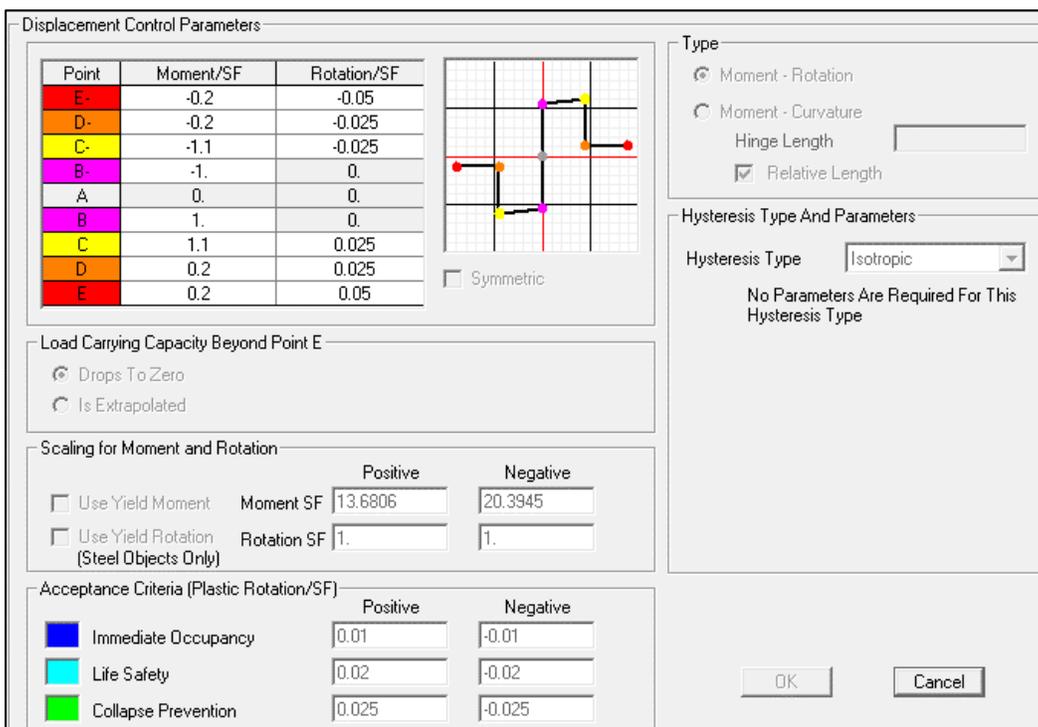


Figura 118. Definición de la rótula plástica en viga V-3, desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.

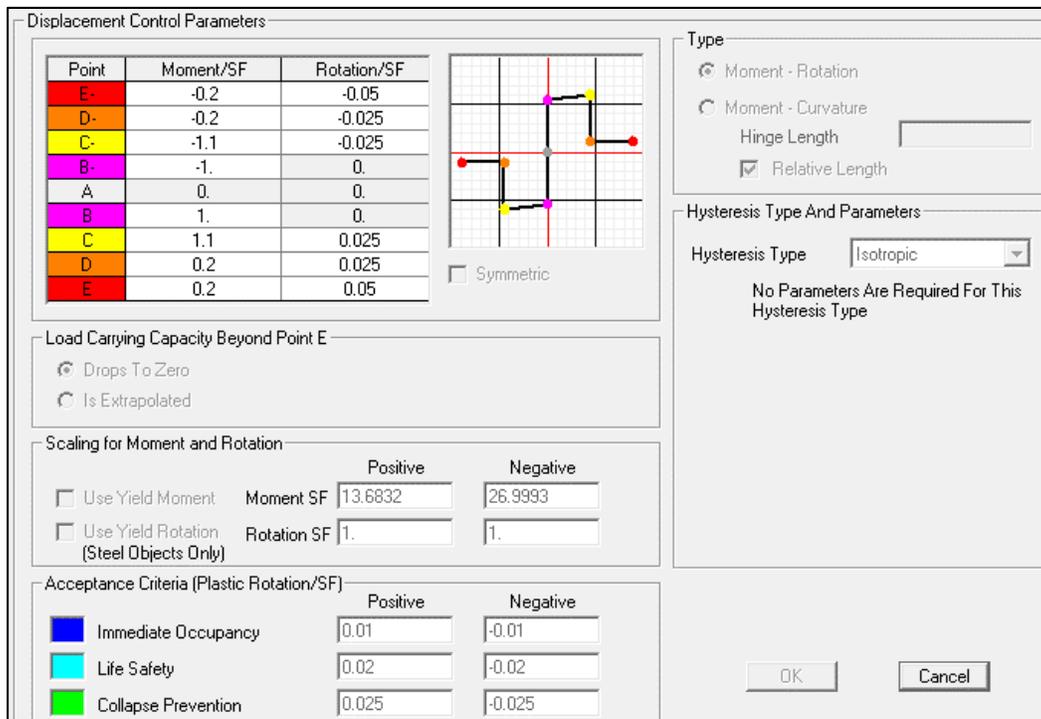


Figura 119. Definición de la rótula plástica en viga V-4, desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.

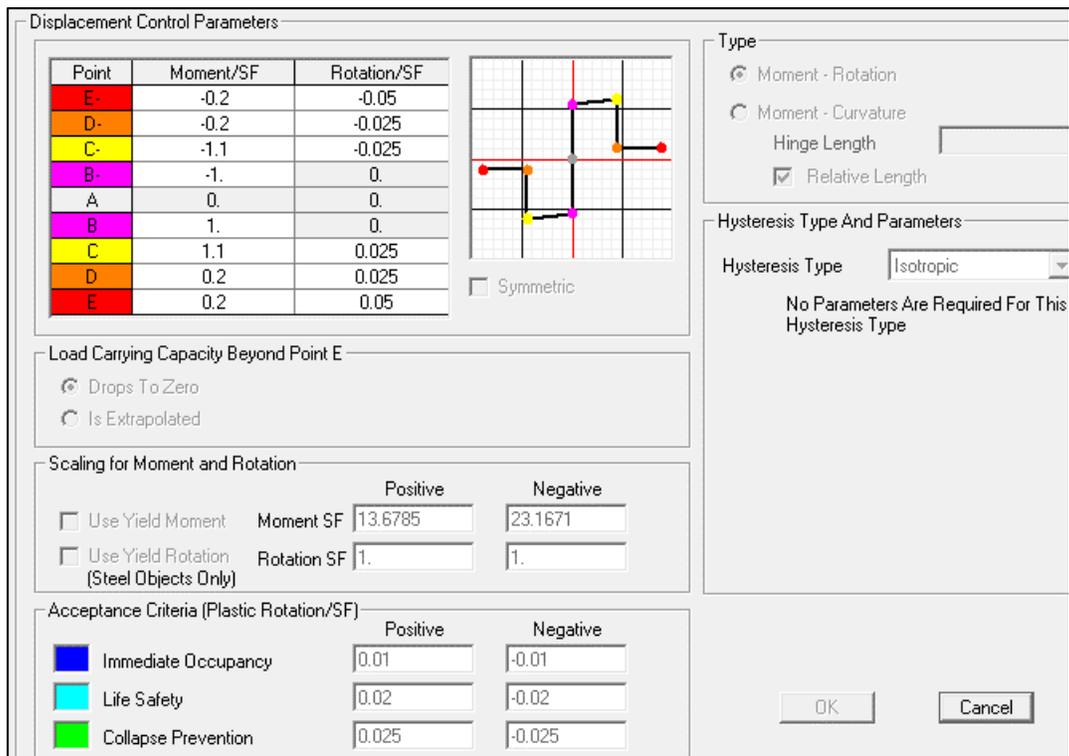


Figura 120. Definición de la rótula plástica en viga V-5, desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.

4.2.2.3 Diagrama de iteración para las columnas. Para cada tipo de columna, y para cada dirección principal, se obtuvieron los siguientes diagramas de iteración.

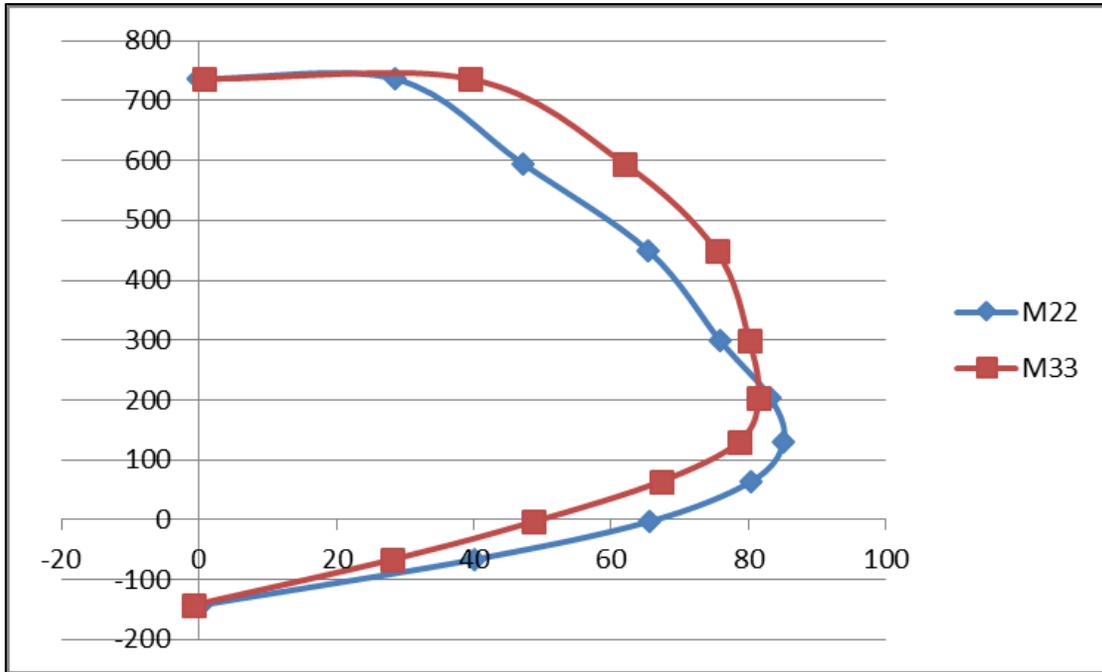


Figura 121. Diagrama de iteración (Ton.m-Ton) para la columna C-1. Elaboración propia.

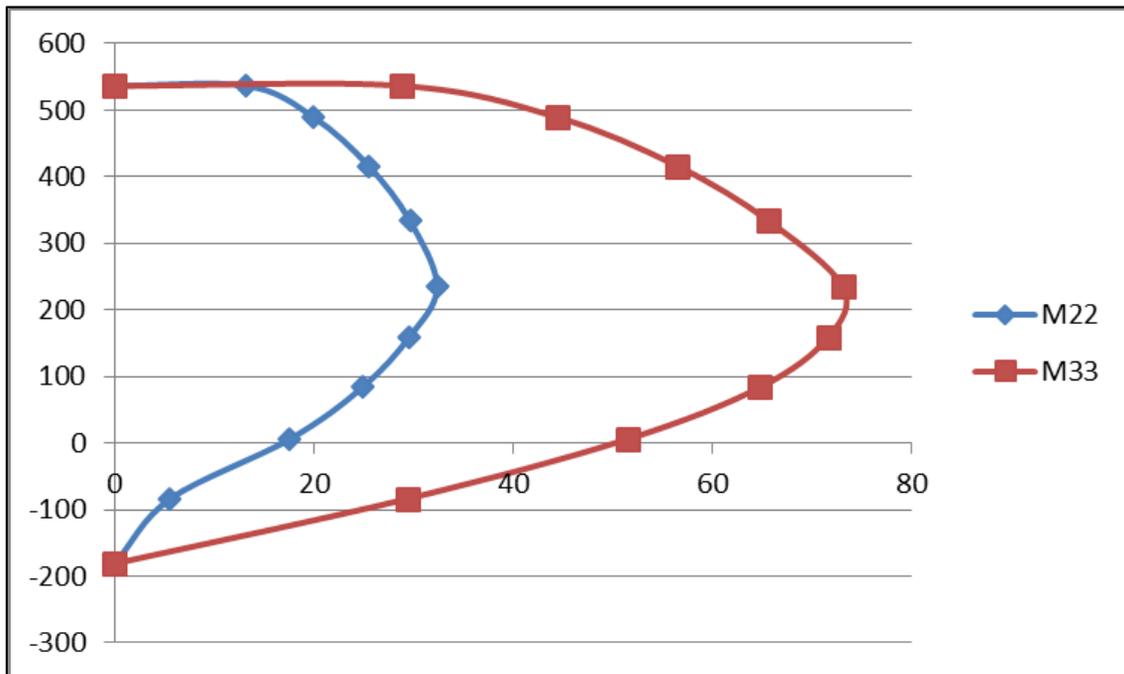


Figura 122. Diagrama de iteración (Ton.m-Ton) para la columna C-2. Elaboración propia.

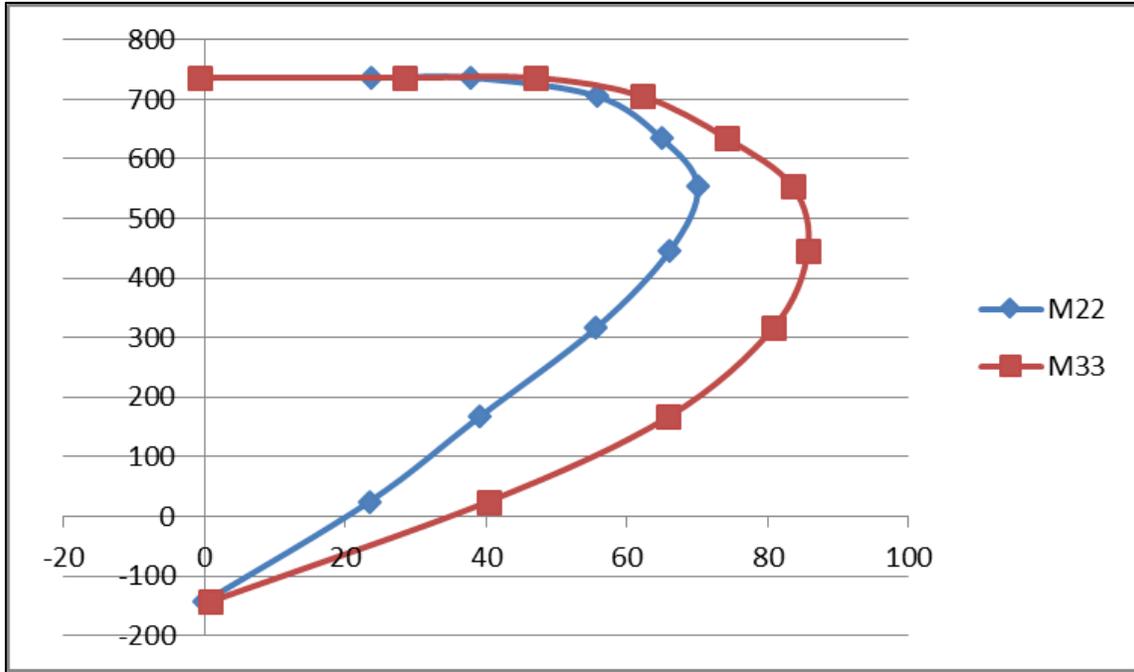


Figura 123. Diagrama de iteración (Ton.m-Ton) para la columna C-3. Elaboración.

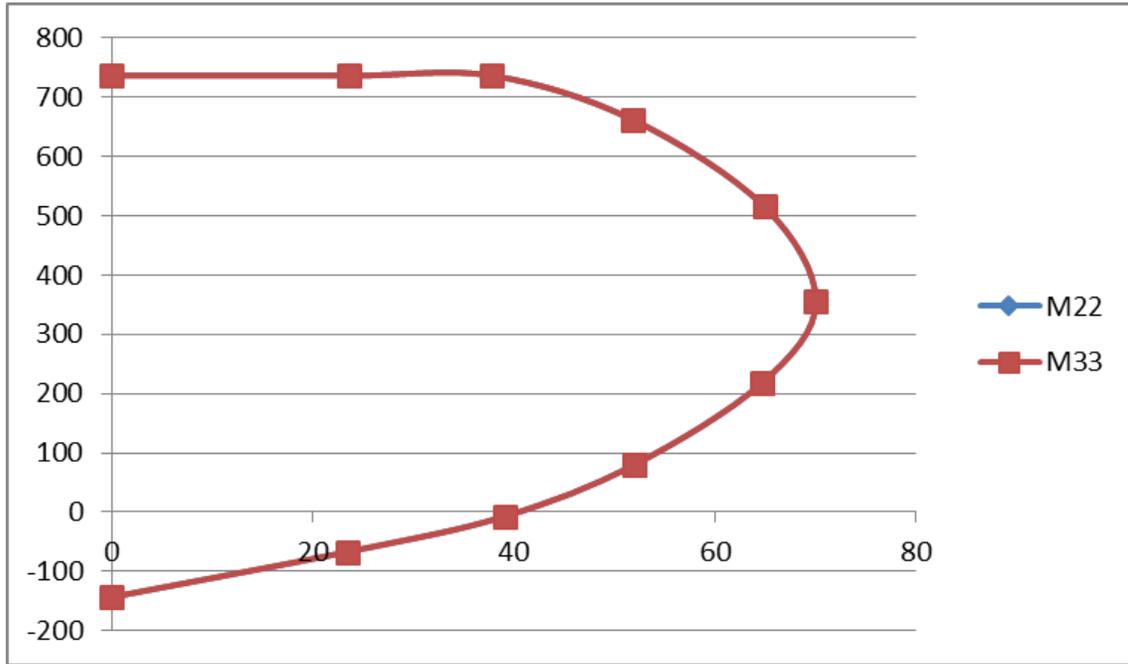


Figura 124. Diagrama de iteración (Ton.m-Ton) para la columna C-4. Elaboración propia.

4.2.2.4 Definición de rotulas plásticas para las columnas. De acuerdo a la tabla 2 – parámetros no lineales para columnas (FEMA356), y con los diagramas de iteración, se pueden definir los factores para la modelación de las rotulas plásticas en las columnas.

User Interaction Surface Options

- Circular Symmetry
- Doubly Symmetric about M2 and M3
- No Symmetry

Number of Curves: 24
Number of Points on Each Curve: 11

Scale Factors (Same for All Curves)

P: 736.7926 M2: 85.9898 M3: 85.9898

Include Scale Factors in Plots Tonf. m. C

First and Last Points (Same for All Curves)

Point	P	M2	M3
1	-1.	-9.235E-03	9.235E-03
11	0.195	9.787E-03	-9.787E-03

Interaction Surface Requirements - No Symmetry

- A minimum of 8 P-M2-M3 curves are specified.
- P (tension positive) increases monotonically.
- Each curve must be convex and the interaction surface as a whole must be convex (no dimples in surface).

Interaction Curve Data

Current Curve: 1

Point	P	M2	M3
1	-1.	-9.235E-03	9.235E-03
2	-0.999	0.33	0.1295
3	-0.998	0.5454	0.2162
4	-0.9587	0.7216	0.3054
5	-0.8631	0.8598	0.3964
6	-0.7542	0.973	0.4957
7	-0.6116	1.	0.4744
8	-0.4314	0.9488	0.3907
9	-0.2307	0.788	0.2561
10	-0.0453	0.4988	0.14
11	0.195	9.787E-03	-9.787E-03

3D Plot

Plan: 315
Elevation: 25
Aperture: 0

Show All Lines
 Hide P Direction Lines
 Hide M2-M3 Lines
 Highlight Current Curve

Figura 125. Definición de la rótula plástica para la Columna C-1. Elaboración propia.

User Interaction Surface Options

- Circular Symmetry
- Doubly Symmetric about M2 and M3
- No Symmetry

Number of Curves: 16
Number of Points on Each Curve: 11

Scale Factors (Same for All Curves)

P: 635.3907 M2: 62.8896 M3: 62.8896

Include Scale Factors in Plots Tonf. m. C

First and Last Points (Same for All Curves)

Point	P	M2	M3
1	-1.	0.	0.
11	0.2262	0.	0.

Interaction Surface Requirements - No Symmetry

- A minimum of 8 P-M2-M3 curves are specified.
- P (tension positive) increases monotonically.
- Each curve must be convex and the interaction surface as a whole must be convex (no dimples in surface).

Interaction Curve Data

Current Curve: 1

Point	P	M2	M3
1	-1.	0.	0.
2	-0.83	0.1952	2.255E-06
3	-0.7164	0.3047	2.313E-06
4	-0.6018	0.3813	2.392E-06
5	-0.4668	0.4399	3.125E-06
6	-0.2944	0.4734	3.490E-06
7	-0.2139	0.4315	2.889E-06
8	-0.122	0.3637	3.223E-06
9	-8.274E-03	0.2601	3.890E-06
10	0.1626	0.0885	1.888E-06
11	0.2262	0.	0.

3D Plot

Plan: 315
Elevation: 25
Aperture: 0

Show All Lines
 Hide P Direction Lines
 Hide M2-M3 Lines
 Highlight Current Curve

Figura 126. Definición de la rótula plástica para la Columna C-2. Elaboración propia.

User Interaction Surface Options

Circular Symmetry
 Doubly Symmetric about M2 and M3
 No Symmetry

Number of Curves:
Number of Points on Each Curve:

Scale Factors (Same for All Curves)

P	M2	M3
<input type="text" value="736.7926"/>	<input type="text" value="85.982"/>	<input type="text" value="85.982"/>

Include Scale Factors in Plots Tonf, m, C

First and Last Points (Same for All Curves)

Point	P	M2	M3
1	<input type="text" value="-1"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="-8.913E-03"/>
11	<input type="text" value="0.195"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="9.446E-03"/>

Interaction Surface Requirements - No Symmetry

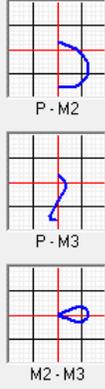
- A minimum of 8 P-M2-M3 curves are specified.
- P (tension positive) increases monotonically.
- Each curve must be convex and the interaction surface as a whole must be convex (no dimples in surface).



Interaction Curve Data

Current Curve:

Point	P	M2	M3
1	-1	0	-8.913E-03
2	-0.999	0.2798	-0.096
3	-0.998	0.4448	-0.1736
4	-0.904	0.6058	-0.1912
5	-0.7066	0.7621	-0.0857
6	-0.4907	0.8276	0.0233
7	-0.3002	0.7668	0.1418
8	-0.1145	0.6197	0.2506
9	1.226E-03	0.472	0.2122
10	0.0854	0.2907	0.129
11	0.195	0	9.446E-03



3D Plot

Plan:
Elevation:
Aperture:

Show All Lines
 Hide P Direction Lines
 Hide M2-M3 Lines
 Highlight Current Curve

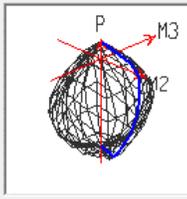


Figura 127. Definición de la rótula plástica para la Columna C-3. Elaboración propia.

User Interaction Surface Options

Circular Symmetry
 Doubly Symmetric about M2 and M3
 No Symmetry

Number of Curves:
Number of Points on Each Curve:

Scale Factors (Same for All Curves)

P	M2	M3
<input type="text" value="736.7926"/>	<input type="text" value="71.1476"/>	<input type="text" value="71.1476"/>

Include Scale Factors in Plots Tonf, m, C

First and Last Points (Same for All Curves)

Point	P	M2	M3
1	<input type="text" value="-1"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>
11	<input type="text" value="0.195"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

Interaction Surface Requirements - No Symmetry

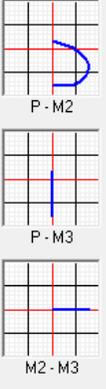
- A minimum of 8 P-M2-M3 curves are specified.
- P (tension positive) increases monotonically.
- Each curve must be convex and the interaction surface as a whole must be convex (no dimples in surface).



Interaction Curve Data

Current Curve:

Point	P	M2	M3
1	-1	0	0
2	-0.999	0.338	0
3	-0.998	0.5374	0
4	-0.904	0.732	0
5	-0.7066	0.9208	0
6	-0.4907	1	0
7	-0.3002	0.9264	0
8	-0.1144	0.7486	0
9	1.352E-03	0.5703	0
10	0.0854	0.3513	0
11	0.195	0	0



3D Plot

Plan:
Elevation:
Aperture:

Show All Lines
 Hide P Direction Lines
 Hide M2-M3 Lines
 Highlight Current Curve

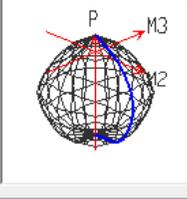


Figura 128. Definición de la rótula plástica para la Columna C-4. Elaboración propia.

4.2.3 Definición para los estados de carga. El análisis estático no lineal requiere crear un estado de carga estático, el cual servirá de punto de partida para un segundo estado de carga tipo incremental el cual somete a la estructura a un patrón de cargas laterales (F_i), que se incrementan hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima; por lo que se utiliza un patrón de cargas estático de tipo triangular aplicando cargas puntuales concentradas en el centro de masa de cada entrepiso que van incrementándose a medida que incrementa la altura.

Number of Load Sets				
1				
Load Set 1 of 1				
Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
5° Aligerado	Diafragma Rigido	91	0	0
4° Aligerado	Diafragma Rigido	82	0	0
3° Aligerado	Diafragma Rigido	62	0	0
2° Aligerado	Diafragma Rigido	42	0	0
1° Aligerado	Diafragma Rigido	22	0	0

Figura 129. Patrón de cargas estáticas de tipo triangular, desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.

General

Load Case Name: Gravedad (NL)

Load Case Type: Nonlinear Static

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: MASA

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: _____

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	MUERTA1	1
Load Pattern	MUERTA2	1
Load Pattern	VIVA	0.25
Load Pattern	VIVAAZOTEA	0.25

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Full Load Modify/Show...

Results Saved: Final State Only Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default Modify/Show...

Figura 130. Definición del caso no lineal “Gravedad (NL)”, desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.

Luego de definir los casos de carga estáticos lineales de gravedad y lateral de patrón triangular, se crea el estado de carga estático no lineal “Gravedad (NL)” (ver figura 130), la cual proporciona condiciones iniciales para el análisis no lineal, y el caso estático no lineal “Análisis Pushover” (ver figura 131) la cual será controlado por desplazamiento y como nudo de control se establece un punto correspondiente al último nivel de la estructura, el desplazamiento máximo de control se considera igual a 30 cm, para lo que se elige como patrón de cargas el estado de cargas triangular creado con anterioridad.

The screenshot shows the 'General' and 'Initial Conditions' sections of the ETABS software interface. The 'General' section includes fields for 'Load Case Name' (Análisis Pushover), 'Load Case Type' (Nonlinear Static), 'Exclude Objects in this Group' (Not Applicable), and 'Mass Source' (MASA). The 'Initial Conditions' section has two radio buttons: 'Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State' (unselected) and 'Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)' (selected). Below this, the 'Nonlinear Case' is set to 'Gravedad (NL)'. The 'Loads Applied' section contains a table with one row: 'Load Type' (Load Pattern), 'Load Name' (Fuerza Lateral), and 'Scale Factor' (1). The 'Other Parameters' section includes 'Modal Load Case' (Modal), 'Geometric Nonlinearity Option' (None), 'Load Application' (Displacement Control), 'Results Saved' (Multiple States), and 'Nonlinear Parameters' (User Defined). Each of these last three parameters has a 'Modify/Show...' button next to it.

Figura 131. Definición del caso no lineal “Análisis Pushover”, desarrollado en software ETABS. Elaboración propia.

The screenshot shows the 'Load Application Control' and 'Control Displacement' sections of the ETABS software interface. The 'Load Application Control' section has three radio buttons: 'Full Load' (unselected), 'Displacement Control' (selected), and 'Quasi-Static (run as time history)' (unselected). The 'Control Displacement' section has two radio buttons: 'Use Conjugate Displacement' (unselected) and 'Use Monitored Displacement' (selected). Below this, there is a text input field for 'Load to a Monitored Displacement Magnitude of' with the value '0.3' and the unit 'm'. The 'Monitored Displacement' section has three radio buttons: 'DOF/Joint' (selected), 'U1', and 'STORY5'. The 'DOF/Joint' radio button is selected, and the 'U1' and 'STORY5' options are shown in dropdown menus.

Figura 132. Definición del desplazamiento de control, desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.

4.2.4 Calibración de modelos no lineales. La presente calibración de los modelos estructurales no lineales, creados en los programas ETABS, SAP2000 y PERFORM-3D, tiene como objetivo esencial verificar el correcto modelado del edificio en el programa ETABS. La calibración se desarrolló utilizando el diseño de los elementos de concreto armado, el cual permite tener los parámetros y valores para un adecuado modelado de la histéresis de los elementos estructurales en el análisis estático no lineal; análisis que se aplica a la estructura analizada para comparar los diagramas de capacidad de fuerza cortantes en la base - deformación en el último piso de la estructura, en solo una dirección principal, pues anteriormente se comprobó que, para esta estructura, el análisis sísmico es igual en ambos sentidos principales de la estructura y se obtienen los mismos resultados.

4.2.4.1 Modelo estructural en ETABS. Los valores y parámetros utilizados en los subcapítulos anteriores permiten obtener la curva de capacidad de la estructura como muestra la siguiente figura:

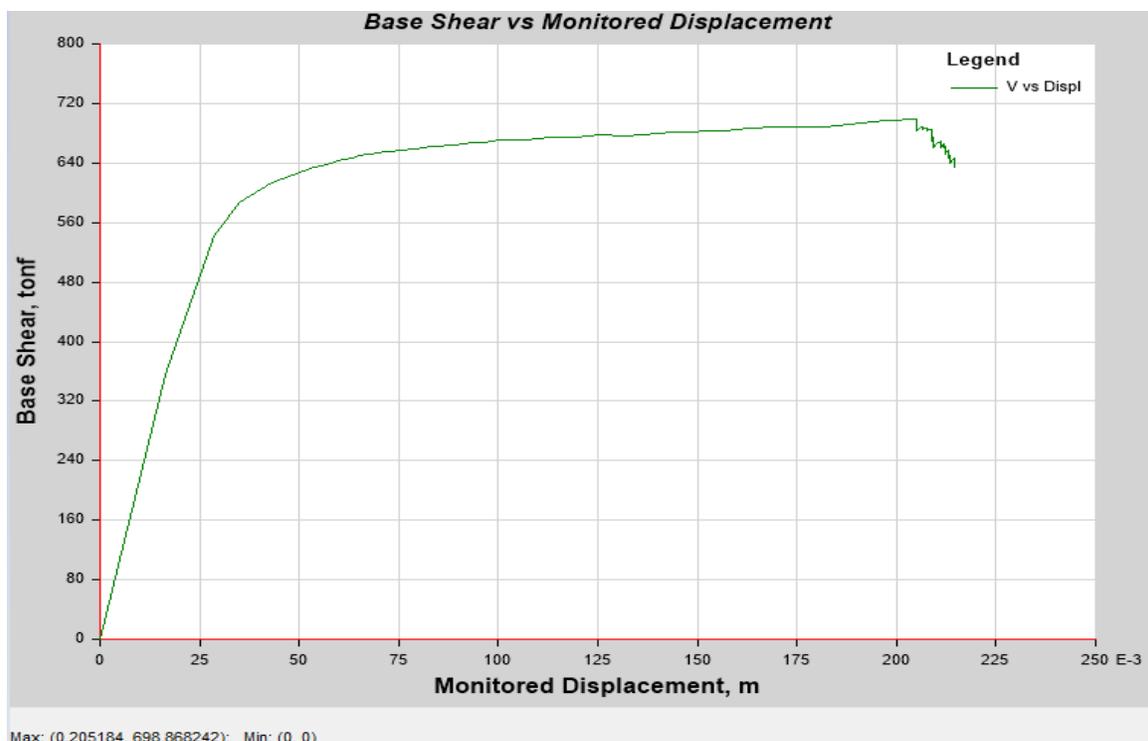


Figura 133. Curva de capacidad de la estructura, desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.

4.2.4.2 Modelo estructural en SAP2000. Para construir un modelo matemático en este programa, se tuvieron que utilizar las propiedades y los materiales de los elementos de concreto armado, que se diseñaron anteriormente, entre ellas las C1, C2, C3, C4, V1, V2, V3, V4 y V5 con los cuales, luego de definir las posibles rotulas plásticas, se puede desarrollar la curva de capacidad brindada por el programa SAP2000, que se muestra en la figura 143.

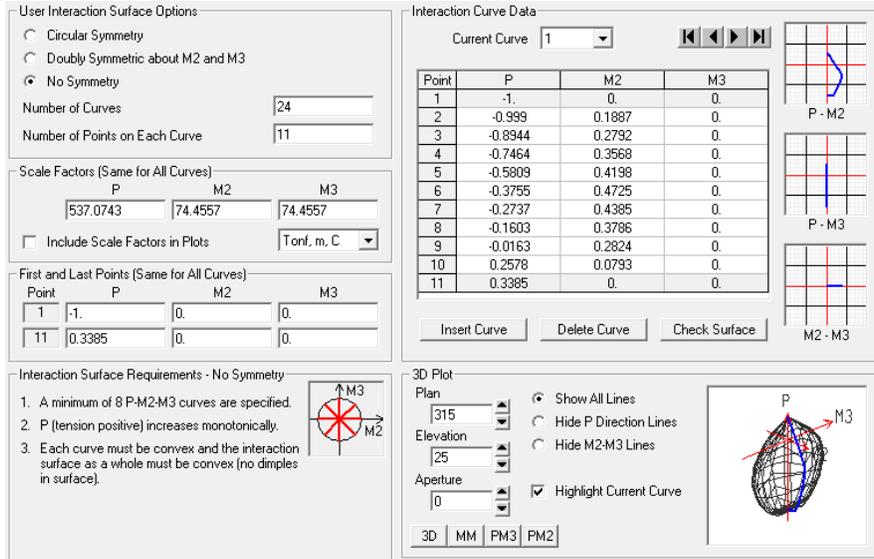


Figura 134. Definición de rótula plástica en columna C-1, desarrollado en software SAP2000. Elaboración propia.

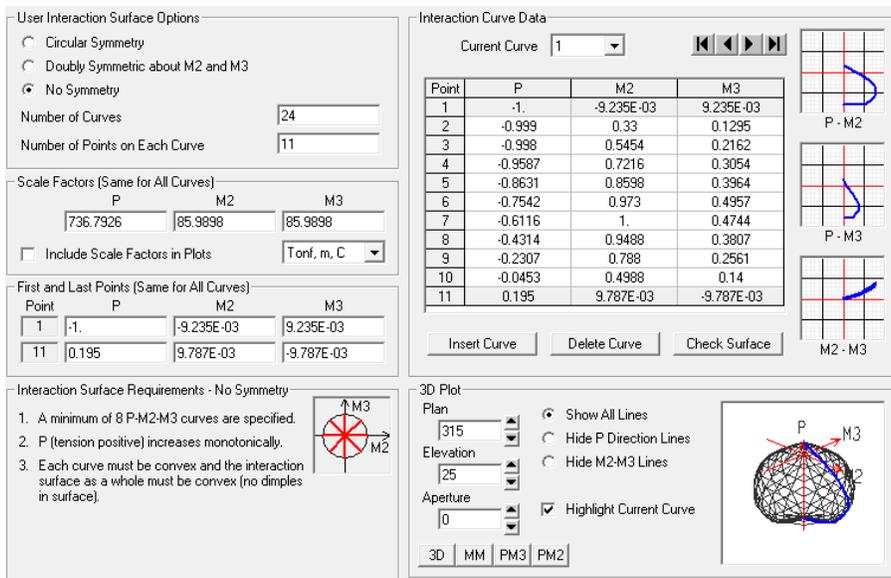


Figura 135. Definición de rótula plástica en columna C-2, desarrollado en software SAP2000. Elaboración propia.

User Interaction Surface Options

Circular Symmetry
 Doubly Symmetric about M2 and M3
 No Symmetry

Number of Curves:
 Number of Points on Each Curve:

Scale Factors (Same for All Curves)

P	M2	M3
736.7926	85.982	85.982

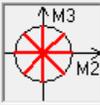
Include Scale Factors in Plots:

First and Last Points (Same for All Curves)

Point	P	M2	M3
1	-1.	0.	-8.913E-03
11	0.195	0.	9.446E-03

Interaction Surface Requirements - No Symmetry

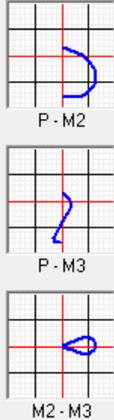
- A minimum of 8 P-M2-M3 curves are specified.
- P (tension positive) increases monotonically.
- Each curve must be convex and the interaction surface as a whole must be convex (no dimples in surface).



Interaction Curve Data

Current Curve:

Point	P	M2	M3
1	-1.	0.	-8.913E-03
2	-0.999	0.2798	-0.096
3	-0.998	0.4448	-0.1736
4	-0.904	0.6058	-0.1912
5	-0.7066	0.7621	-0.0857
6	-0.4907	0.8276	0.0233
7	-0.3002	0.7668	0.1418
8	-0.1145	0.6197	0.2506
9	1.226E-03	0.472	0.2122
10	0.0854	0.2907	0.129
11	0.195	0.	9.446E-03



3D Plot

Plan:
 Elevation:
 Aperture:

Show All Lines
 Hide P Direction Lines
 Hide M2-M3 Lines
 Highlight Current Curve

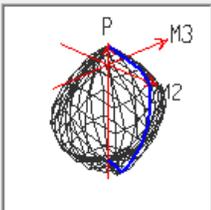


Figura 136. Definición de rótula plástica en columna C-3, desarrollado en software SAP2000. Elaboración propia.

User Interaction Surface Options

Circular Symmetry
 Doubly Symmetric about M2 and M3
 No Symmetry

Number of Curves:
 Number of Points on Each Curve:

Scale Factors (Same for All Curves)

P	M2	M3
736.7926	71.1476	71.1476

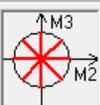
Include Scale Factors in Plots:

First and Last Points (Same for All Curves)

Point	P	M2	M3
1	-1.	0.	0.
11	0.195	0.	0.

Interaction Surface Requirements - No Symmetry

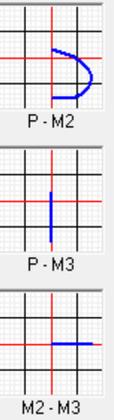
- A minimum of 8 P-M2-M3 curves are specified.
- P (tension positive) increases monotonically.
- Each curve must be convex and the interaction surface as a whole must be convex (no dimples in surface).



Interaction Curve Data

Current Curve:

Point	P	M2	M3
1	-1.	0.	0.
2	-0.999	0.338	0.
3	-0.998	0.5374	0.
4	-0.904	0.732	0.
5	-0.7066	0.9208	0.
6	-0.4907	1.	0.
7	-0.3002	0.9264	0.
8	-0.1144	0.7486	0.
9	1.352E-03	0.5703	0.
10	0.0854	0.3513	0.
11	0.195	0.	0.



3D Plot

Plan:
 Elevation:
 Aperture:

Show All Lines
 Hide P Direction Lines
 Hide M2-M3 Lines
 Highlight Current Curve

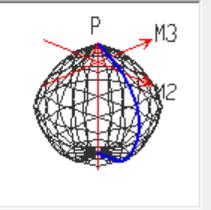


Figura 137. Definición de rótula plástica en columna C-4, desarrollado en software SAP2000. Elaboración propia.

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0.2	-0.05
D-	-0.2	-0.025
C-	-1.1	-0.025
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.1	0.025
D	0.2	0.025
E	0.2	0.05

Symmetric

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero
 Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

	Positive	Negative
<input type="checkbox"/> Use Yield Moment	Moment SF 13.6459	
<input type="checkbox"/> Use Yield Rotation (Steel Objects Only)	Rotation SF 1	

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

	Positive	Negative
<input type="checkbox"/> Immediate Occupancy	0.01	
<input type="checkbox"/> Life Safety	0.02	
<input type="checkbox"/> Collapse Prevention	0.025	

Type

Moment - Rotation
 Moment - Curvature

Hinge Length

Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

OK Cancel

Figura 138. Definición de la rótula plástica de la viga V-1, desarrollado en software SAP2000. Elaboración propia.

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0.2	-0.05
D-	-0.2	-0.025
C-	-1.1	-0.025
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.1	0.025
D	0.2	0.025
E	0.2	0.05

Symmetric

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero
 Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

	Positive	Negative
<input type="checkbox"/> Use Yield Moment	Moment SF 13.6777	18.4209
<input type="checkbox"/> Use Yield Rotation (Steel Objects Only)	Rotation SF 1	1

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

	Positive	Negative
<input type="checkbox"/> Immediate Occupancy	0.01	-0.01
<input type="checkbox"/> Life Safety	0.02	-0.02
<input type="checkbox"/> Collapse Prevention	0.025	-0.025

Type

Moment - Rotation
 Moment - Curvature

Hinge Length

Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

OK Cancel

Figura 139. Definición de la rótula plástica de la viga V-2, desarrollado en software SAP2000. Elaboración propia.

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0.2	-0.05
D-	-0.2	-0.025
C-	-1.1	-0.025
B-	-1.	0.
A	0.	0.
B	1.	0.
C	1.1	0.025
D	0.2	0.025
E	0.2	0.05

Symmetric

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero
 Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

	Positive	Negative
<input type="checkbox"/> Use Yield Moment	Moment SF 13.6806	20.3945
<input type="checkbox"/> Use Yield Rotation (Steel Objects Only)	Rotation SF 1.	1.

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

	Positive	Negative
<input type="checkbox"/> Immediate Occupancy	0.01	-0.01
<input type="checkbox"/> Life Safety	0.02	-0.02
<input type="checkbox"/> Collapse Prevention	0.025	-0.025

Type

Moment - Rotation
 Moment - Curvature

Hinge Length

Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Figura 140. Definición de la rótula plástica de la viga V-3, desarrollado en software SAP2000. Elaboración propia.

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0.2	-0.05
D-	-0.2	-0.025
C-	-1.1	-0.025
B-	-1.	0.
A	0.	0.
B	1.	0.
C	1.1	0.025
D	0.2	0.025
E	0.2	0.05

Symmetric

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero
 Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

	Positive	Negative
<input type="checkbox"/> Use Yield Moment	Moment SF 13.6832	26.9993
<input type="checkbox"/> Use Yield Rotation (Steel Objects Only)	Rotation SF 1.	1.

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

	Positive	Negative
<input type="checkbox"/> Immediate Occupancy	0.01	-0.01
<input type="checkbox"/> Life Safety	0.02	-0.02
<input type="checkbox"/> Collapse Prevention	0.025	-0.025

Type

Moment - Rotation
 Moment - Curvature

Hinge Length

Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Figura 141. Definición de la rótula plástica de la viga V-4, desarrollado en software SAP2000. Elaboración propia.

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0.2	-0.05
D-	-0.2	-0.025
C-	-1.1	-0.025
B-	-1.	0.
A	0.	0.
B	1.	0.
C	1.1	0.025
D	0.2	0.025
E	0.2	0.05

Symmetric

Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature

Hinge Length

Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

Use Yield Moment

Moment SF Positive: Negative:

Use Yield Rotation (Steel Objects Only)

Rotation SF Positive: Negative:

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

	Positive	Negative
<input checked="" type="checkbox"/> Immediate Occupancy	<input type="text" value="0.01"/>	<input type="text" value="-0.01"/>
<input type="checkbox"/> Life Safety	<input type="text" value="0.02"/>	<input type="text" value="-0.02"/>
<input type="checkbox"/> Collapse Prevention	<input type="text" value="0.025"/>	<input type="text" value="-0.025"/>

Figura 142. Definición de la rótula plástica de la viga V-5, desarrollado en software SAP2000. Elaboración propia.

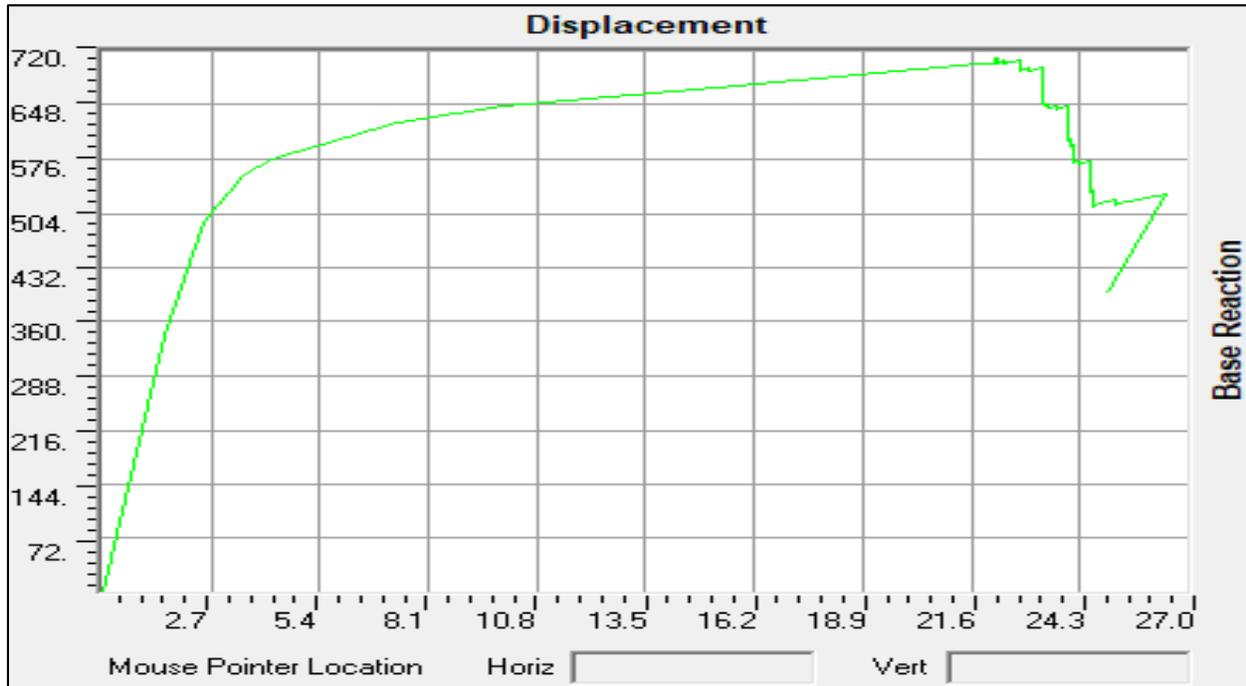


Figura 143. Curva de capacidad de la estructura (Ton-cm), desarrollado en software SAP2000. Elaboración propia.

4.2.4.3 Modelo estructural en PERFORM-3D. Para realizar el modelo en este programa, se utilizaron los materiales y propiedades de los elementos de concreto armado, que se diseñaron, entre ellas las C1, C2, C3, C4, V1, V2, V3, V4 y V5 con lo que, luego de definir las rotulas plásticas, se puede hallar la curva de capacidad brindada por el software PERFORM-3D que se muestra en la figura 153.

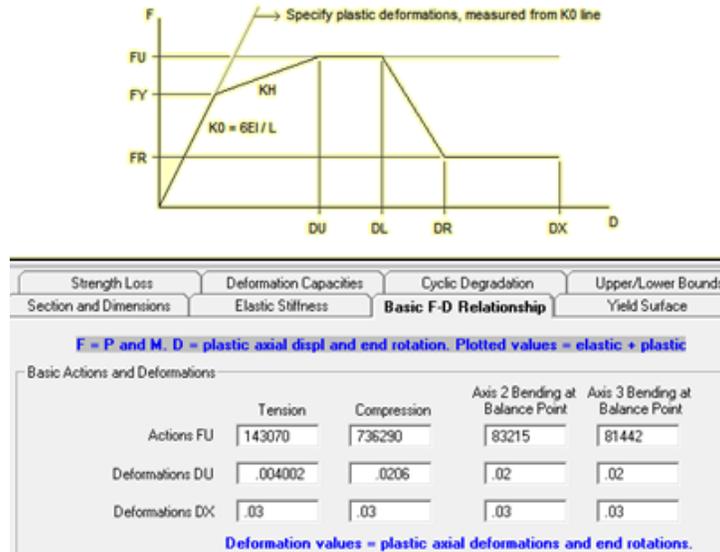


Figura 144. Definición de rótula plástica en col. C-1, desarrollado en software PERFORM-3D. Elaboración propia.

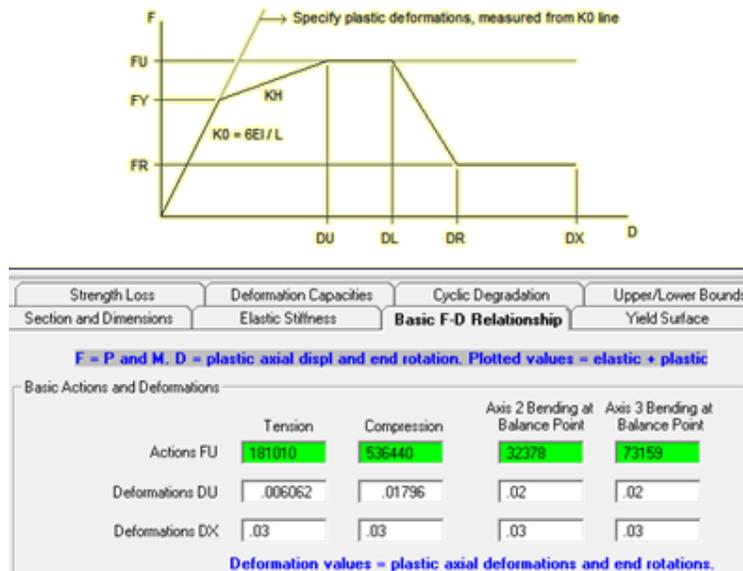


Figura 145. Definición de rótula plástica en col. C-2, desarrollado en software PERFORM-3D. Elaboración propia.

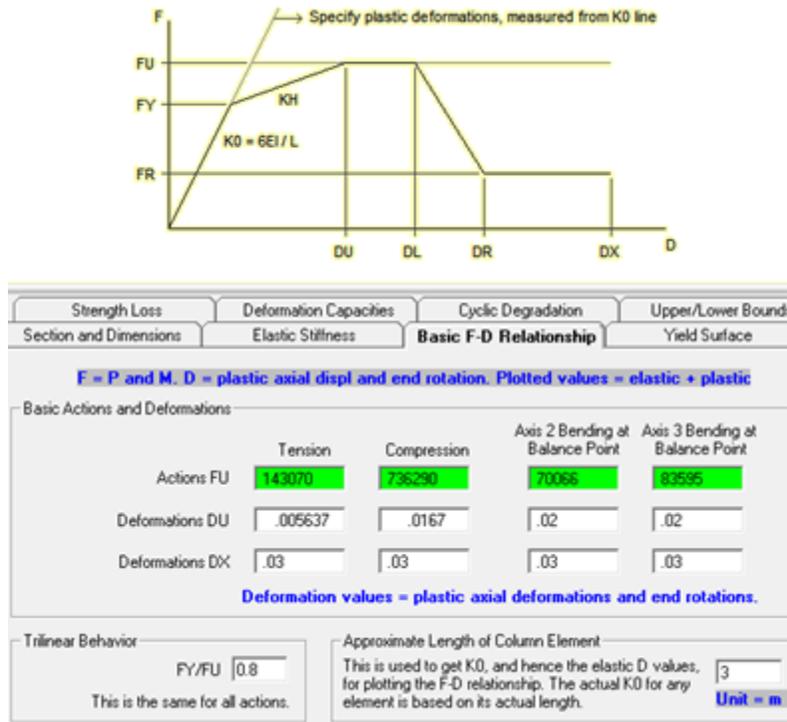


Figura 146. Definición de rótula plástica en col. C-3, desarrollado en software PERFORM-3D. Elaboración propia.

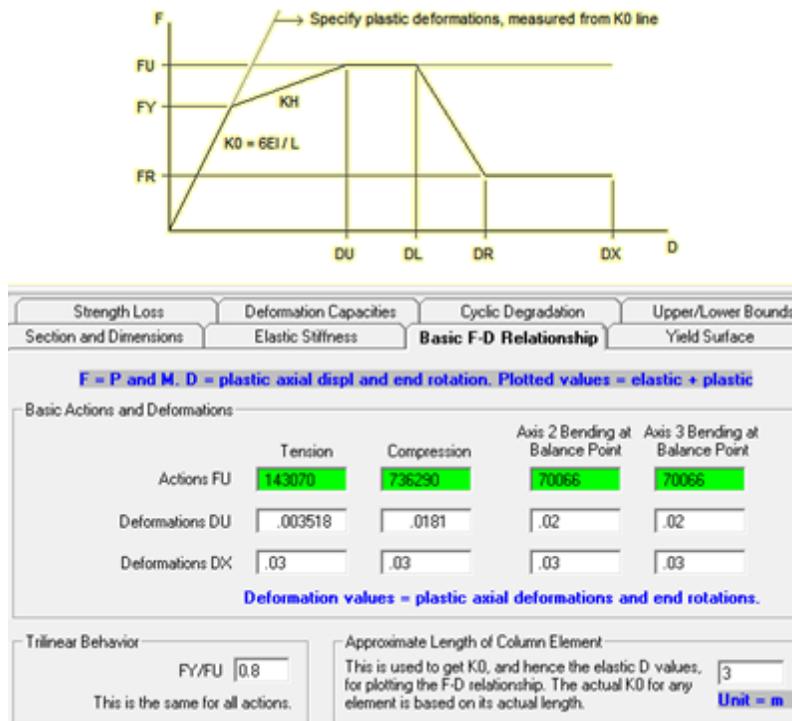


Figura 147. Definición de rótula plástica en col. C-4, desarrollado en software PERFORM-3D. Elaboración propia.

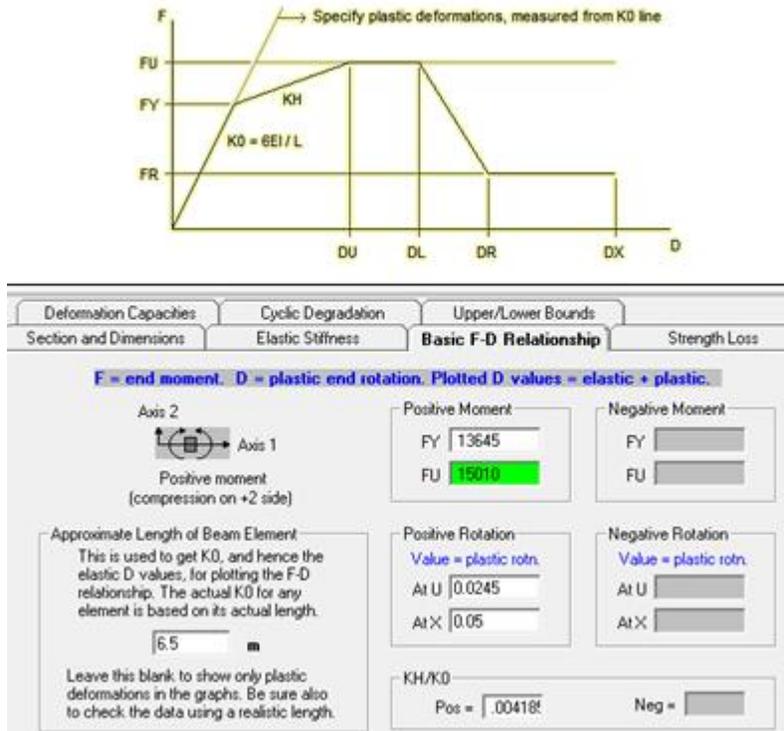


Figura 148. Definición de rótula plástica en viga V-1, desarrollado en software PERFORM-3D. Elaboración propia.

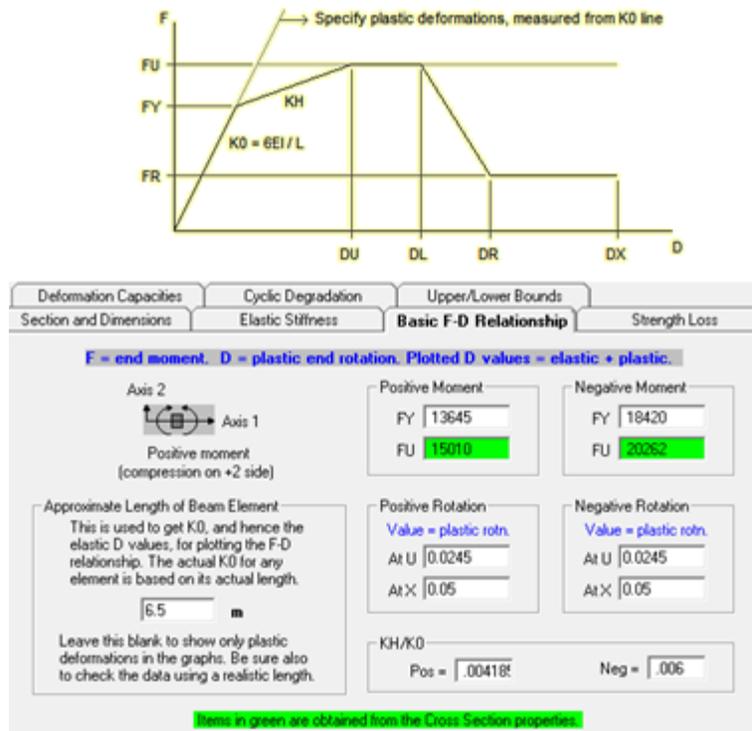


Figura 149. Definición de rótula plástica en viga V-2, desarrollado en software PERFORM-3D. Elaboración propia.

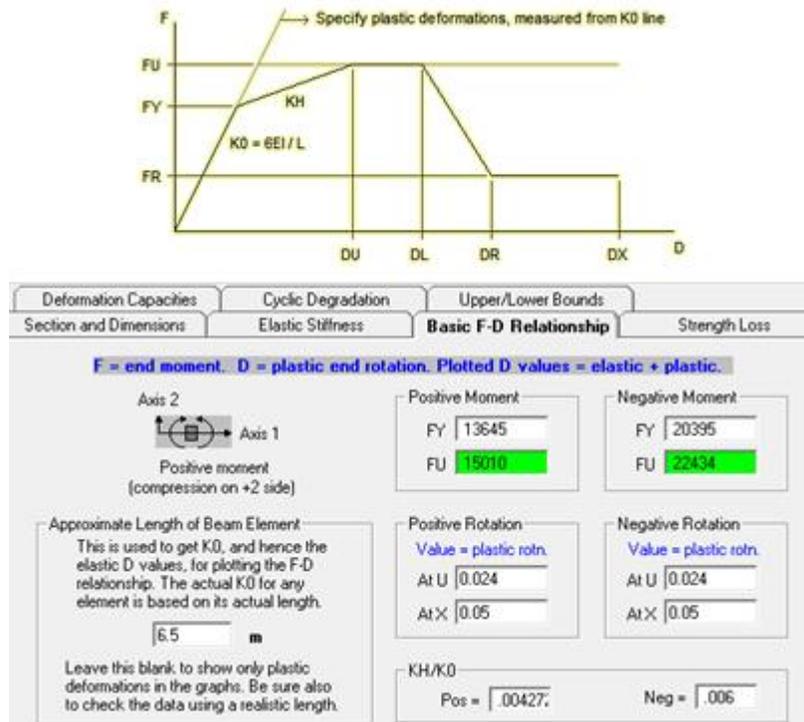


Figura 150. Definición de rótula plástica en viga V-3, desarrollado en software PERFORM-3D. Elaboración propia.

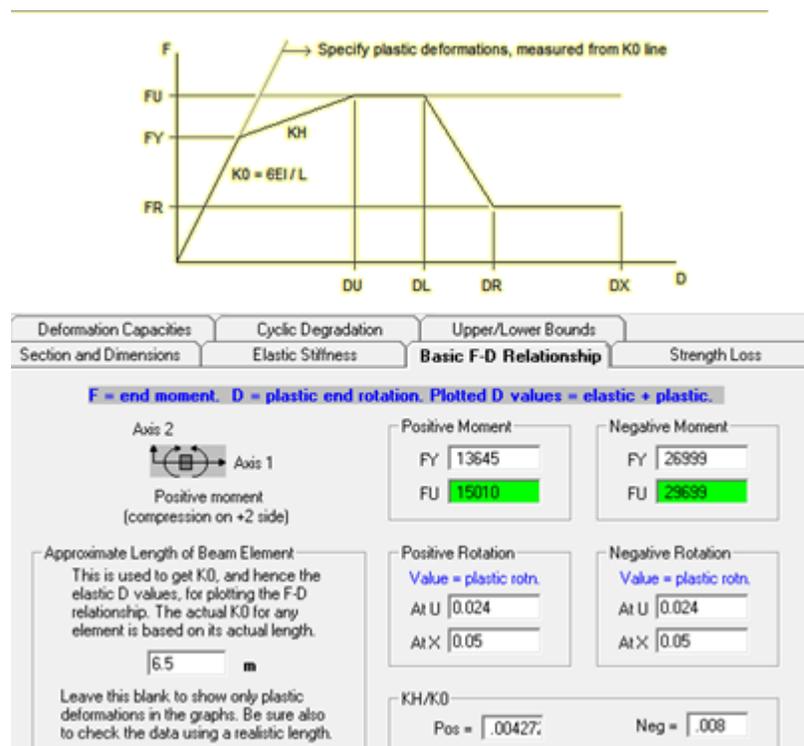


Figura 151. Definición de rótula plástica en viga V-4, desarrollado en software PERFORM-3D. Elaboración propia.

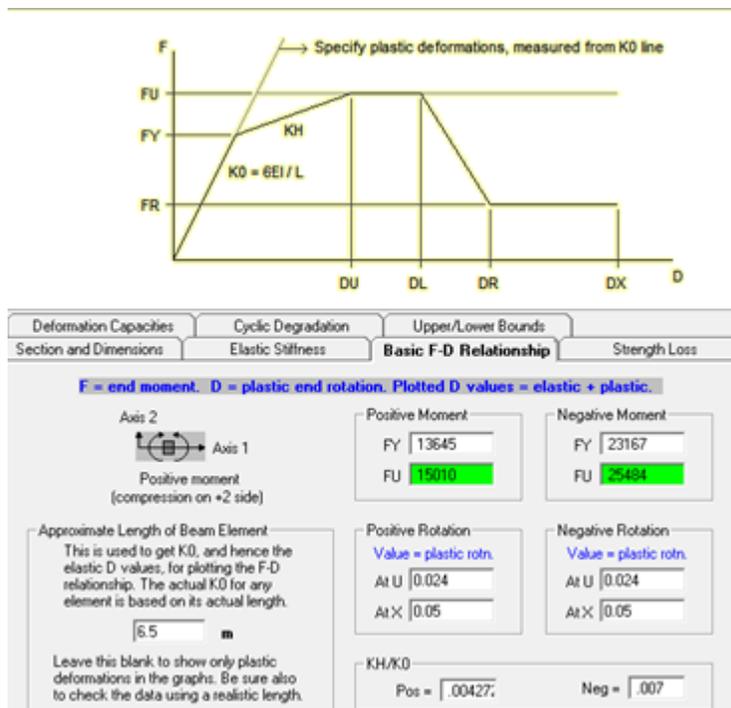


Figura 152. Definición de rótula plástica en viga v-5, desarrollado en software PERFORM-3D. Elaboración propia.

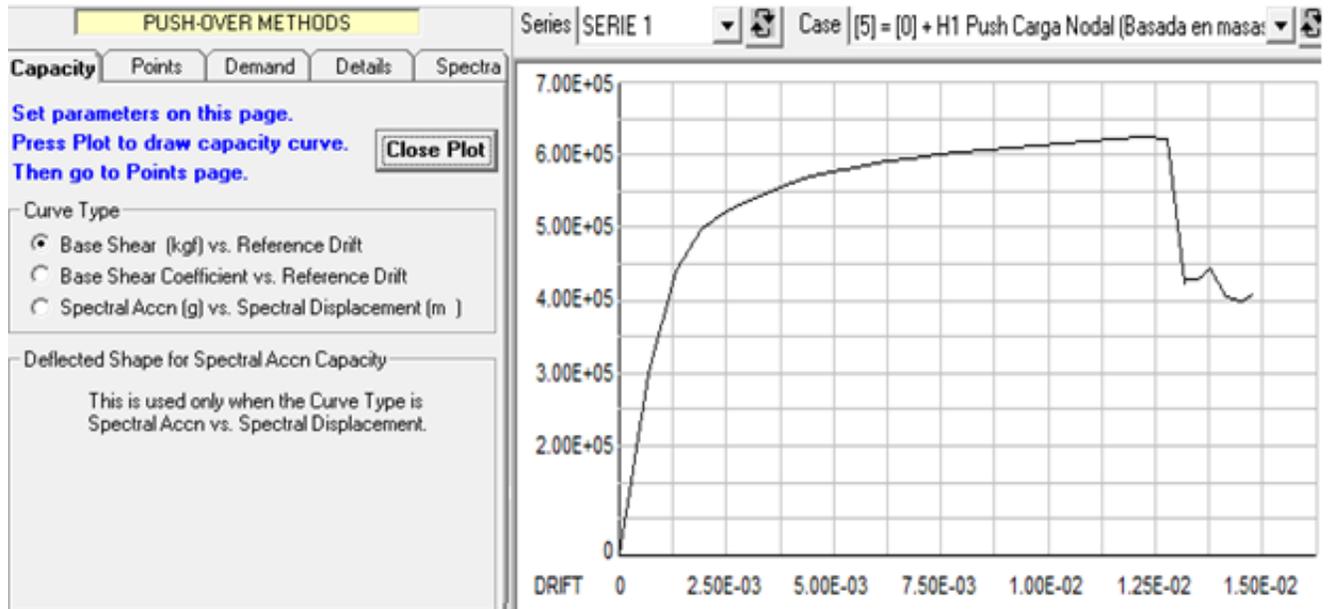


Figura 153. Diagrama de curva de capacidad de estructura (Kg - deformación relativa), desarrollado en el software PERFORM-3D. Elaboración propia.

4.2.4.4 Confrontación de modelos y resultados. En los modelos no lineales, creados en ETABS, SAP2000 y PERFORM-3D, se utilizó la misma calidad de los materiales y las características geométricas de la estructura para verificar la correcta definición del modelo matemático; con todo esto se realiza una comparación entre los resultados obtenidos, en un mismo gráfico, comparando las curvas de capacidad de la estructura; con lo que, visualmente, se puede apreciar que la variación entre las curvas de capacidad no es considerable, tal como se observa en la figura 154.

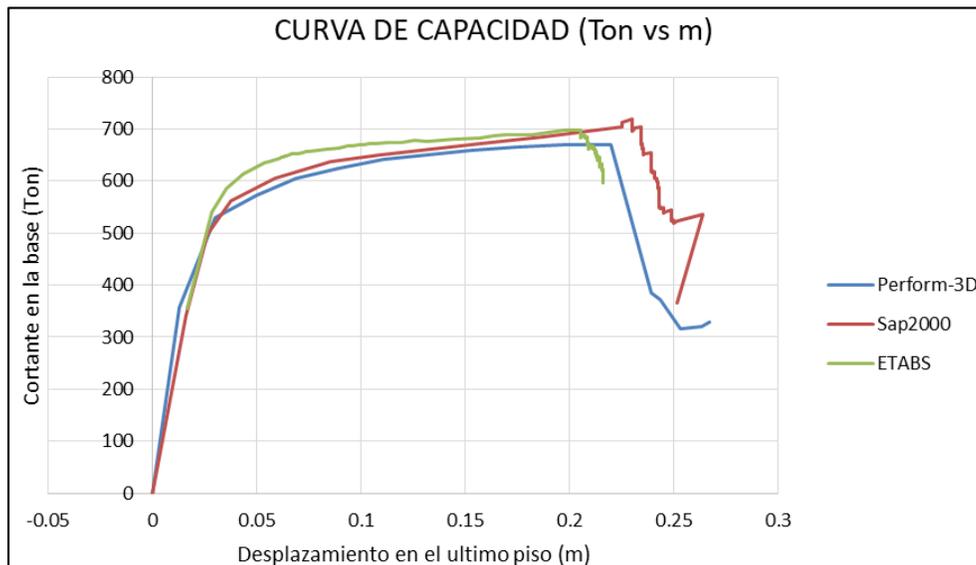


Figura 154. Confrontación de las curvas de capacidad de la estructura. Elaboración propia.

4.2.5 Formación de rótulas plásticas y mecanismo de colapso.

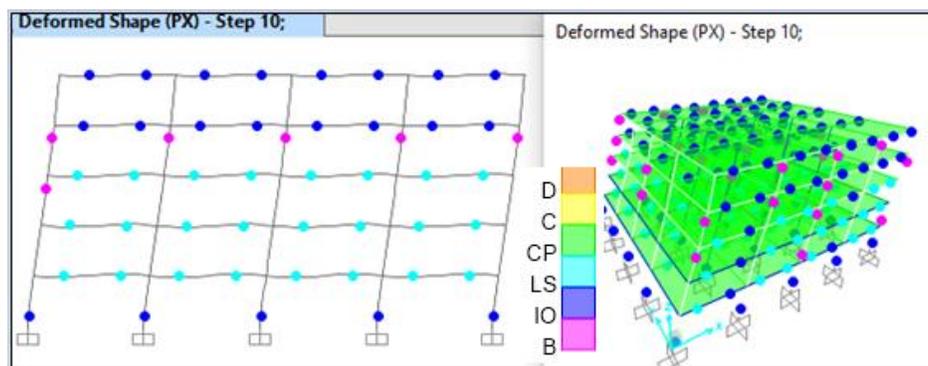


Figura 155. Secuencia de la formación de rotulas plásticas en el paso 10, desarrollado en software SAP2000.

Elaboración propia.

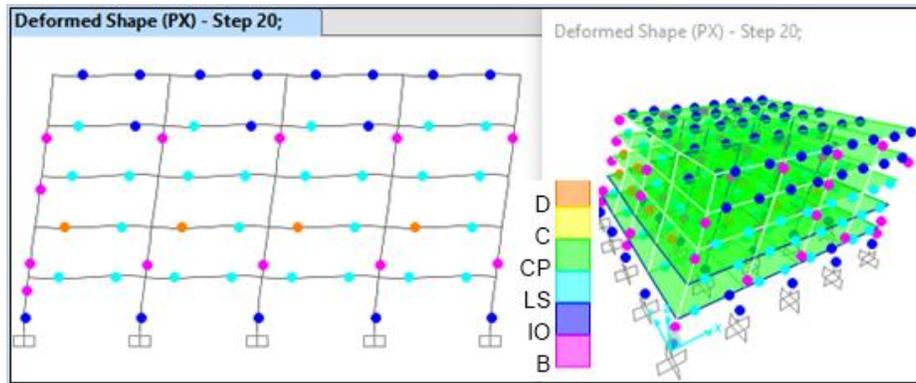


Figura 156. Secuencia de la formación de rotulas plásticas en el paso 20, desarrollado en software SAP2000.

Elaboración propia.

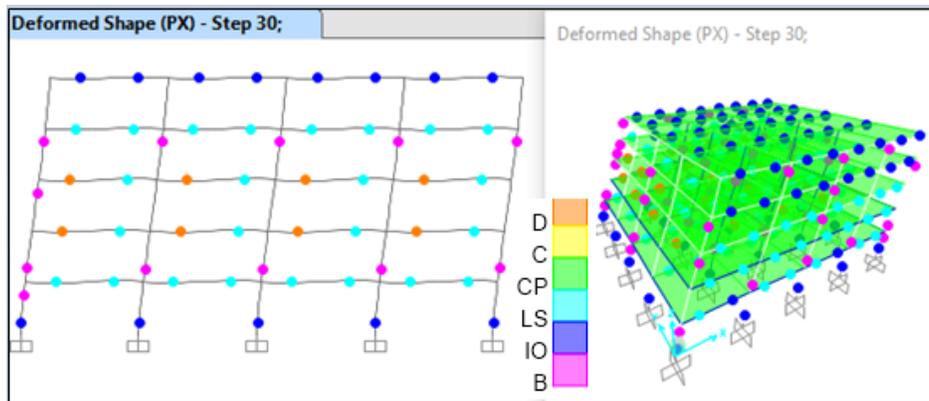


Figura 157. Secuencia de la formación de rotulas plásticas en el paso 30, desarrollado en software SAP2000.

Elaboración propia.

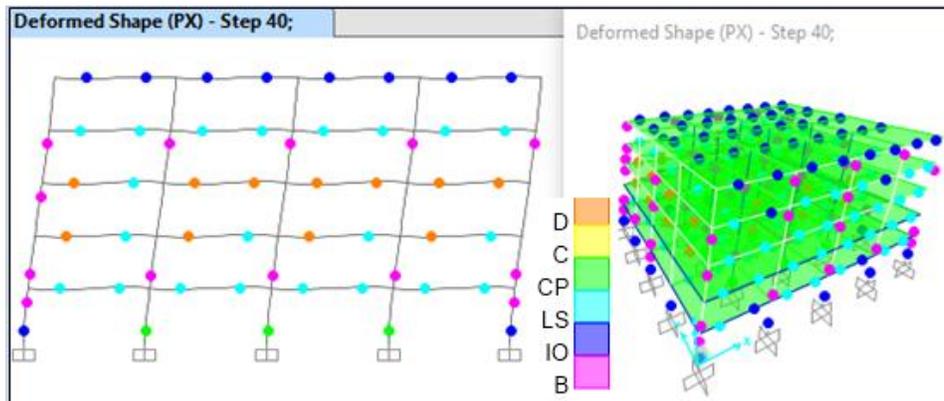


Figura 158. Secuencia de la formación de rotulas plásticas en el paso 40, desarrollado en software SAP2000.

Elaboración propia.

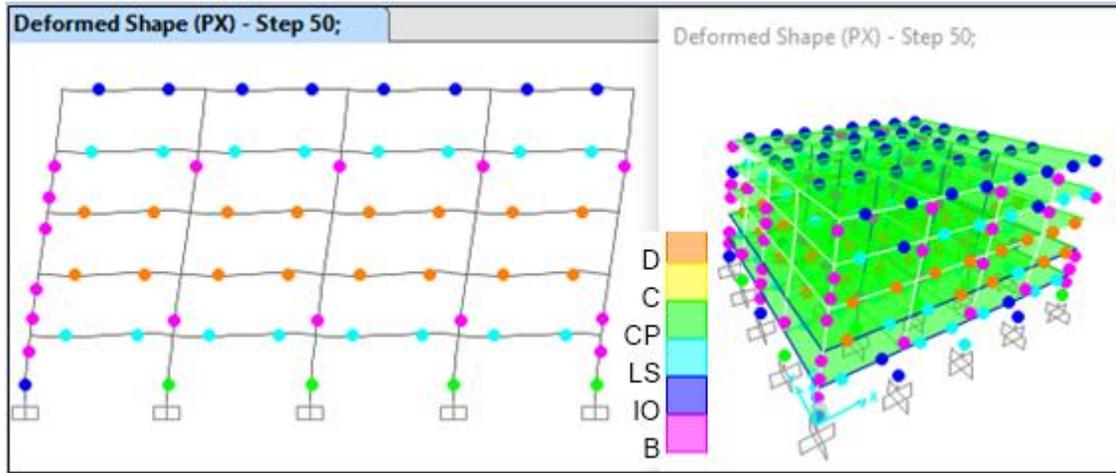


Figura 159. Secuencia de la formación de rotulas plásticas en el paso 50, desarrollado en software SAP2000.

Elaboración propia.

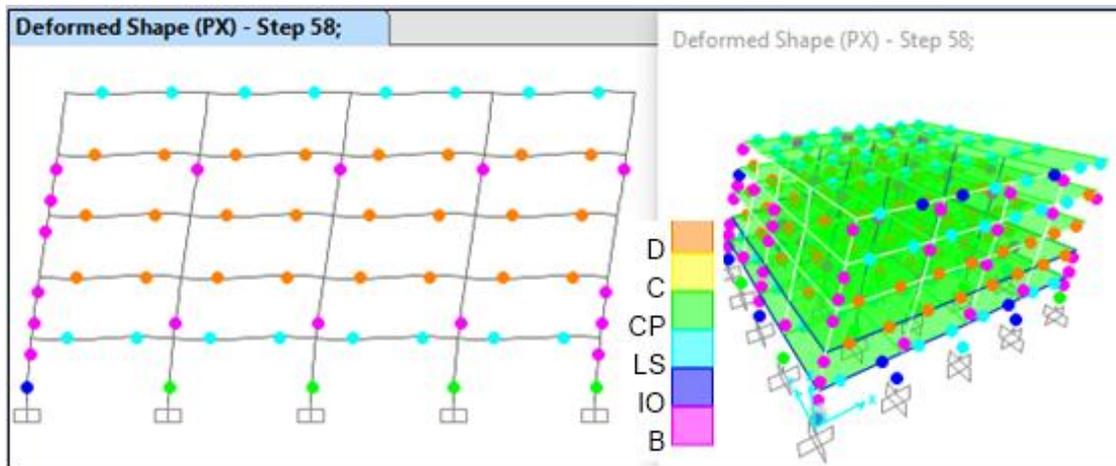


Figura 160. Secuencia de la formación de rotulas plásticas en el paso 58, desarrollado en software SAP2000.

Elaboración propia.

CAPÍTULO 5

Resultados

5.1 Descripción de resultados

5.1.1 Espectro de demanda sísmica. La norma peruana, N.T.E-030, brinda los parámetros sísmicos para elaborar el espectro elástico de pseudoaceleraciones, el cual corresponde a un sismo catalogado como sismo de diseño.

$$Sa_D = ZUCSg$$

$$C = 2.5 \text{ (si } T < T_P), C = 2.5x\frac{T_P}{T} \text{ (si } T_P < T < T_L), C = 2.5x\frac{T_P T_L}{T^2} \text{ (si } T > T_L)$$

Donde:

Z = 0.45 (Zona 4)

U = 1.0 (Edificaciones comunes)

S = 1.05 (Suelo intermedio, Zona 4)

T_P = 0.6 (Suelo intermedio)

T_L = 2.0 (Suelo intermedio)

g = Aceleración de la gravedad

T = periodo de vibración

Para un sismo catalogado como Sismo de Servicio, se considera el 50% del Sismo de Diseño. Por lo tanto:

$$Sa_S = 0.5xSa_D = 0.5xZUCSg$$

Para un sismo catalogado como Sismo Máximo, se considera como máximo un 150% del Sismo de Diseño. Por lo tanto:

$$Sa_M = 1.5xSa_D = 1.5xZUCSg$$

En la siguiente tabla se muestra los valores para el espectro de demanda sísmica, considerando los parámetros de la NTE E.030 (2016), para ambas direcciones.

Tabla 43

Pseudoaceleraciones en función del periodo para un sismo de diseño

T(seg)	C	Sa
0.00	2.500	1.181
0.10	2.500	1.181
0.20	2.500	1.181
0.30	2.500	1.181
0.40	2.500	1.181
0.50	2.500	1.181
0.60	2.500	1.181
0.70	2.143	1.013
0.80	1.875	0.886
0.90	1.667	0.788
1.00	1.500	0.709
2.00	0.750	0.354
3.00	0.333	0.158
4.00	0.188	0.089

Nota: Elaboración propia.

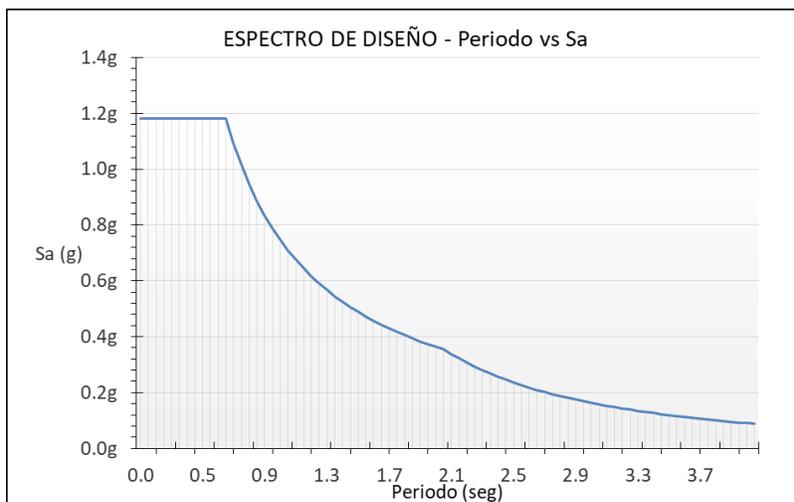


Figura 161. Diagrama del espectro de demanda para un sismo de diseño. Elaboración propia.

Tabla 44

Pseudoaceleraciones en función del periodo para un sismo de servicio

T(seg)	C	Sa
0.00	2.500	0.591
0.10	2.500	0.591
0.20	2.500	0.591
0.30	2.500	0.591
0.40	2.500	0.591
0.50	2.500	0.591
0.60	2.500	0.591
0.70	2.143	0.506
0.80	1.875	0.443
0.90	1.667	0.394
1.00	1.500	0.354
2.00	0.750	0.177
3.00	0.333	0.079
4.00	0.188	0.044

Nota: Elaboración propia.

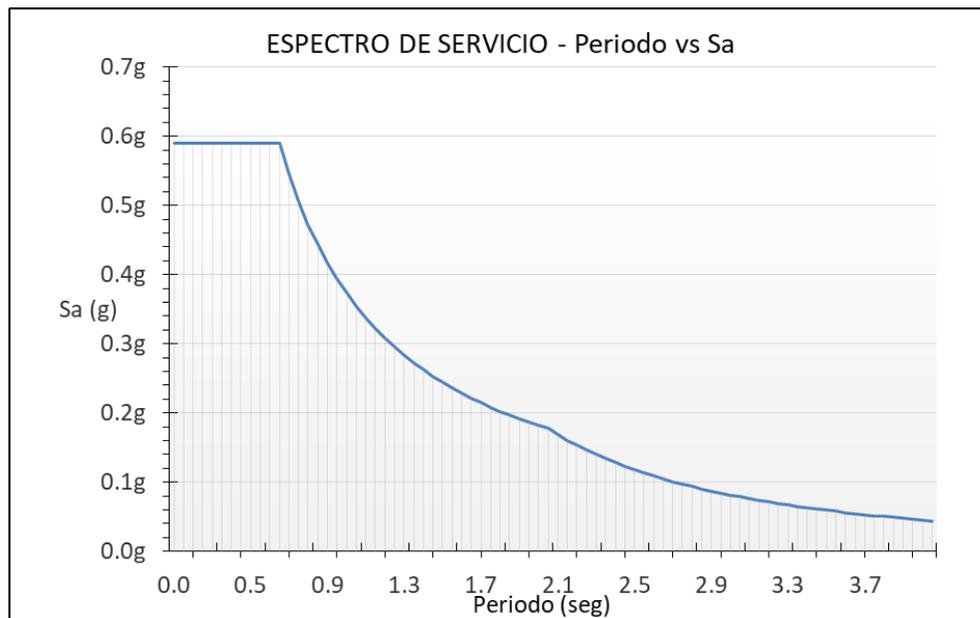


Figura 162. Diagrama del espectro de demanda para un sismo de servicio. Elaboración propia.

Tabla 45

Pseudoaceleraciones en función del periodo para un sismo máximo

T(seg)	C	Sa
0.00	2.500	1.772
0.10	2.500	1.772
0.20	2.500	1.772
0.30	2.500	1.772
0.40	2.500	1.772
0.50	2.500	1.772
0.60	2.500	1.772
0.70	2.143	1.519
0.80	1.875	1.329
0.90	1.667	1.181
1.00	1.500	1.063
2.00	0.750	0.532
3.00	0.333	0.236
4.00	0.188	0.133

Nota: Elaboración propia.

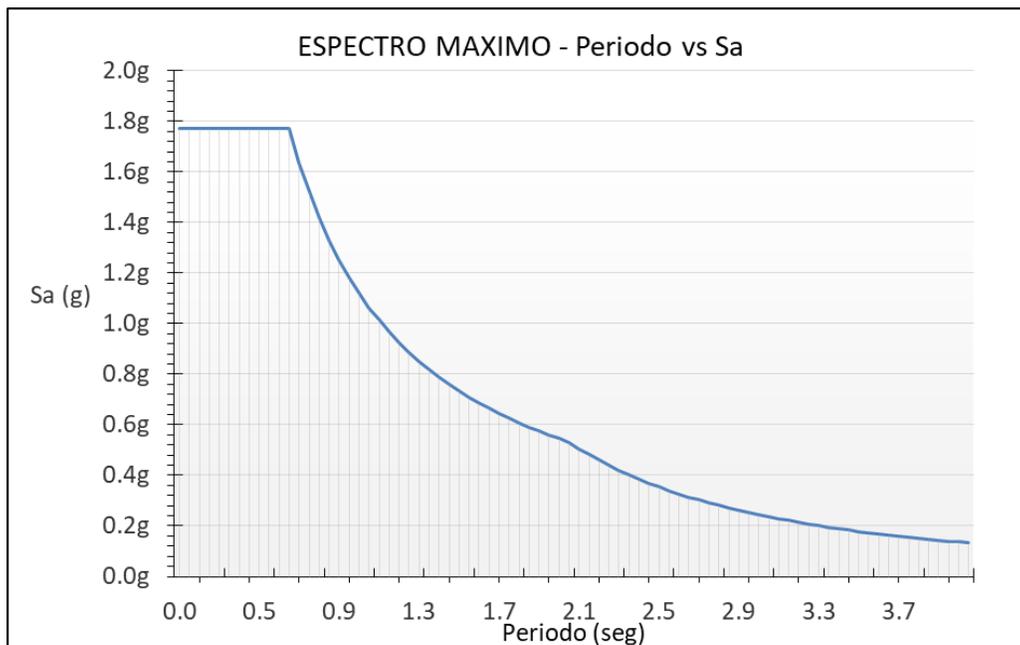


Figura 163. Diagrama del espectro de demanda para un sismo máximo. Elaboración propia.

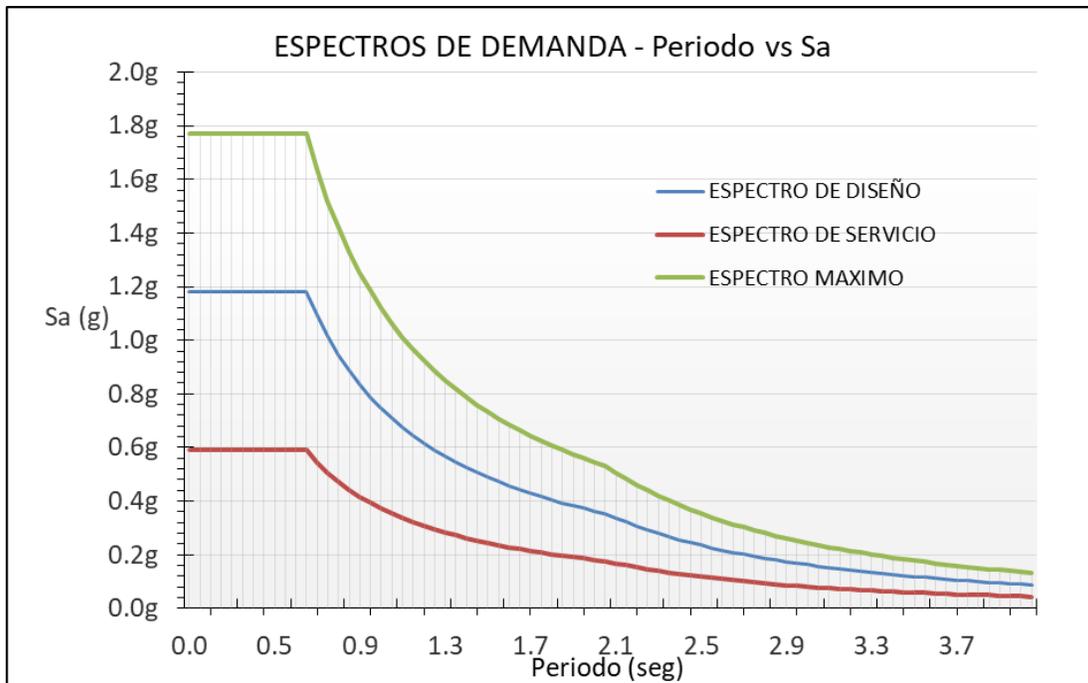


Figura 164. Diagramas de los espectros elásticos de demanda sísmica. Elaboración propia.

5.1.2 Curva de capacidad. Luego de utilizar el análisis estático no lineal, aplicando para esto una carga incremental en el último nivel de la estructura, exigiendo con esto la resistencia de la estructura hasta el límite de su estabilidad, o al mismo colapso; en el proceso de que la estructura va cediendo a la demanda sísmica se pueden identificar los puntos o pasos que relacionan la cortante en la base de la estructura y el máximo desplazamiento lateral en el último nivel del edificio analizado, puntos que van construyendo una curva que en el rango inelástico está formada por segmentos de recta de pendiente decreciente, lo cual indica una degradación en la rigidez lateral. Para ambas direcciones del análisis se obtuvo la curva de capacidad de la estructura mediante el programa ETABS, el cual previamente fue comparado mediante los programas SAP2000 y PERFORM-3D, como se observa en la figura 154.

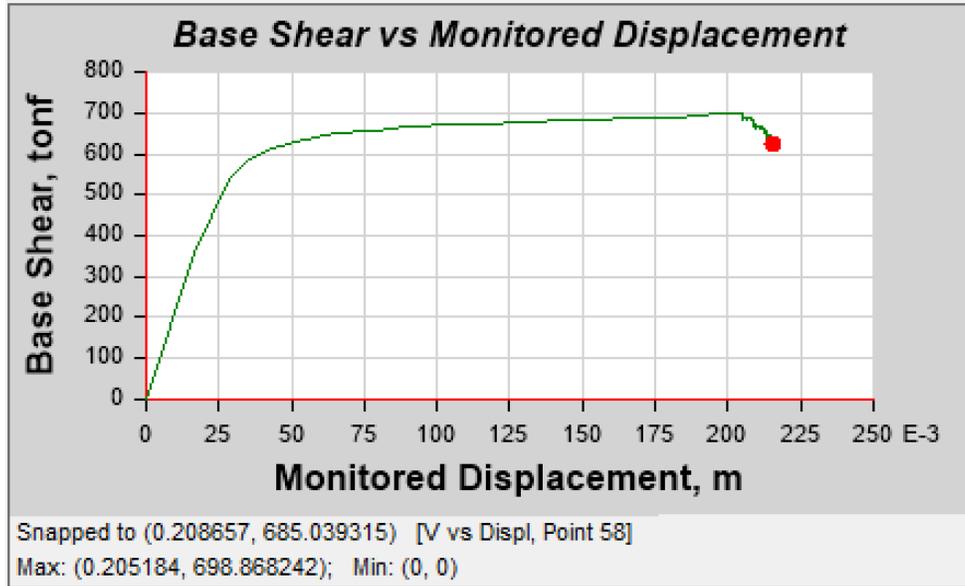


Figura 165. Diagrama de la curva de capacidad de la estructura (Ton vs desplazamiento), desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.

5.1.3 Conversión a la curva espectral de capacidad. Las unidades de la curva de capacidad difieren a las de los espectros de demanda, por lo que, para una adecuada comparación entre el espectro de demanda y la curva de capacidad se tiene que convertir los valores de la curva de capacidad a una curva de espectro de capacidad, para lo cual es necesario establecer un sistema equivalente con las mismas unidades.

Teniendo en cuenta que en la estructura analizada no existe daño previo, se obtuvieron las propiedades modales de la edificación. Para lo cual se muestra el coeficiente de participación para ambas direcciones y el factor de participación del modo predominante.

Donde:

Peso = 2003.1 Ton $T_1 = 0.49$ seg. F.P.M.₁ = 13.02

Coeficiente participación de masa (α_1) = 0.8304

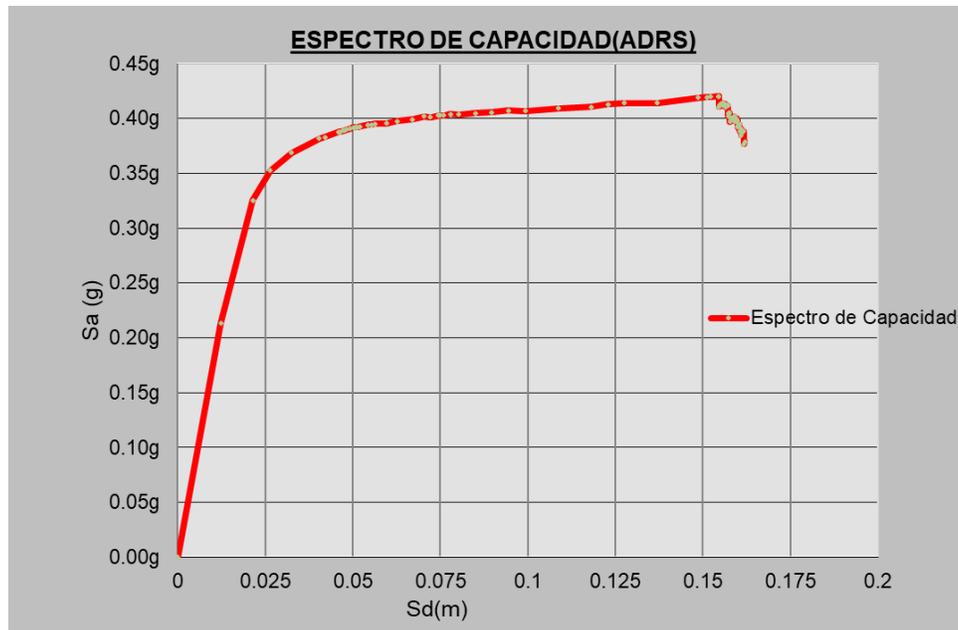


Figura 166. Diagrama del espectro de capacidad en formato ADRS (S_d vs S_a). Elaboración propia.

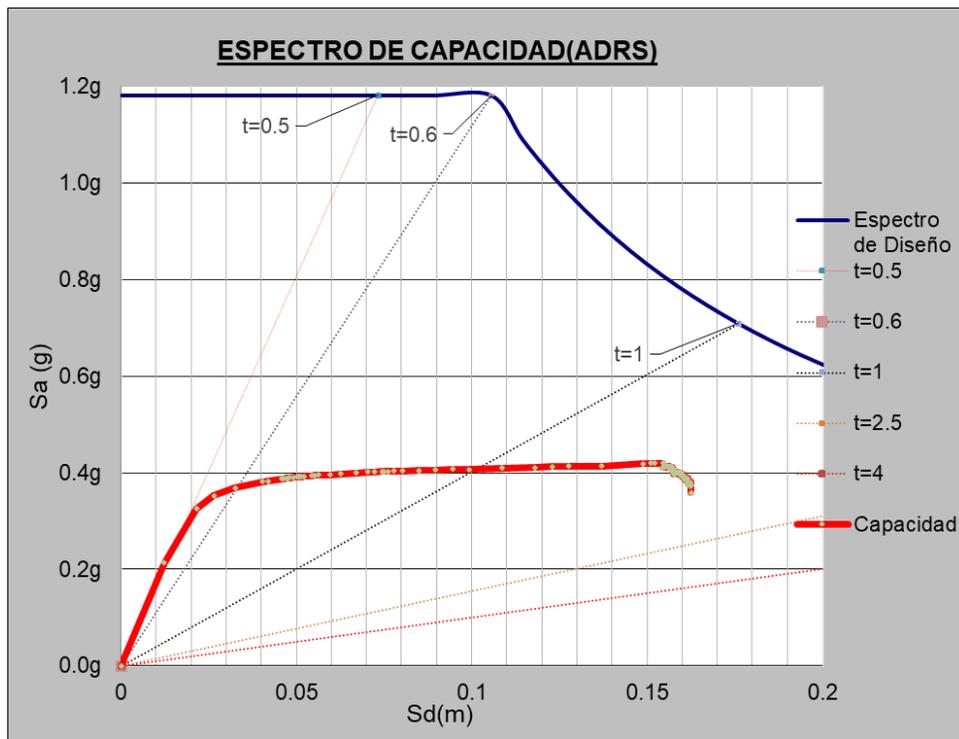


Figura 167. Diagrama del espectro de capacidad, espectro elástico de diseño y los periodos radiales en formato ADRS (S_d vs S_a). Elaboración propia.

5.1.4 Punto de desempeño sísmico. Para cada nivel de demanda sísmica se obtendrá el punto de desempeño, con la intersección del espectro de capacidad de la estructura y los espectros elásticos de respuesta sísmica, el programa ETABS muestra los puntos de desempeño, usando, para esto, el procedimiento indicado en el FEMA 440.

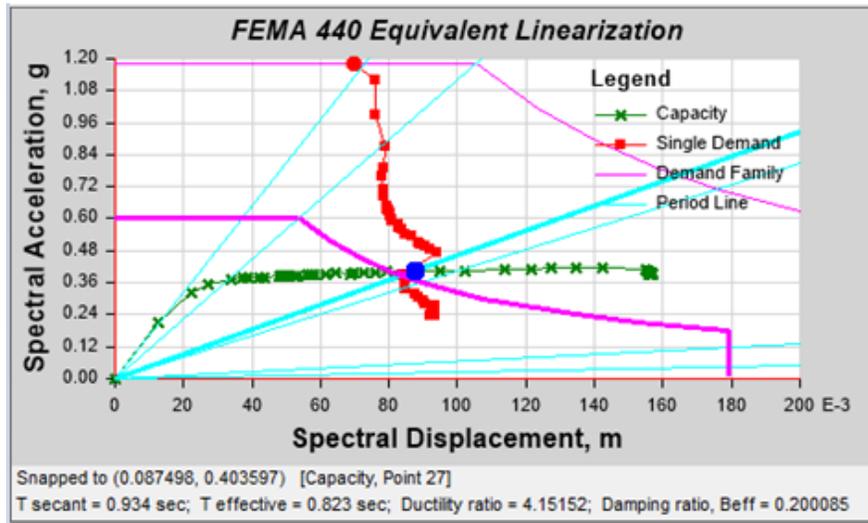


Figura 168. Ubicación del punto de desempeño para el nivel sísmico de diseño, desarrollado en el software ETABS.

Elaboración propia.

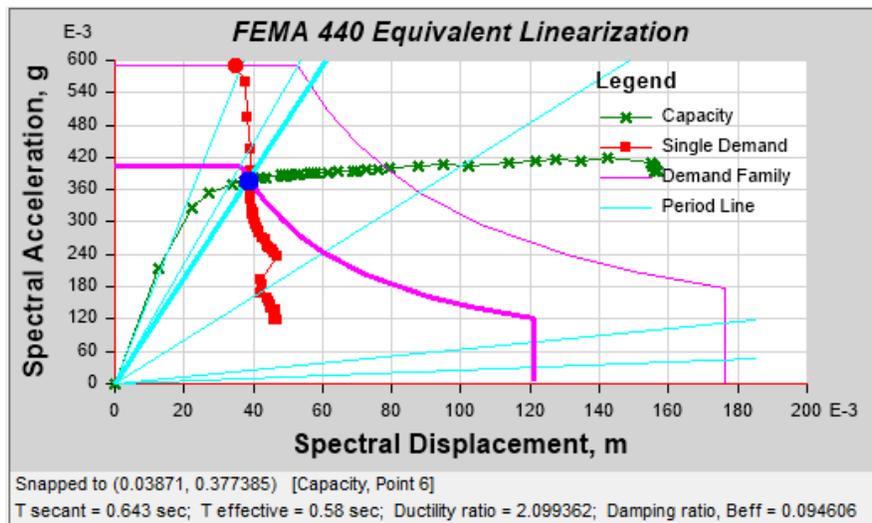


Figura 169. Ubicación del punto de desempeño para el nivel sísmico de servicio, desarrollado en el software

ETABS. Elaboración propia.

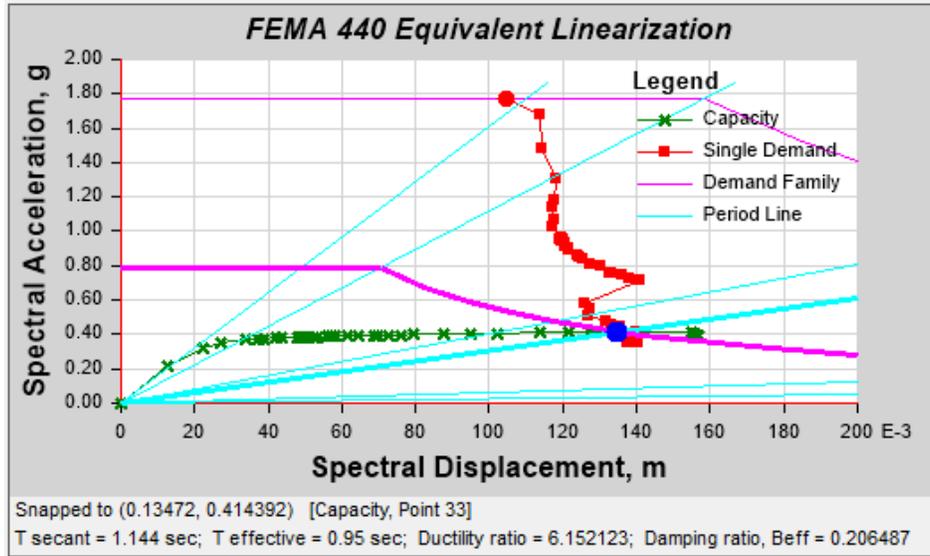


Figura 170. Ubicación del punto de desempeño para el nivel sísmico máximo, desarrollado en el software ETABS.

Elaboración propia.

La ubicación del punto donde se interceptan la curva espectral de capacidad y la curva de demanda reducida indicará el nivel de desempeño sísmico, donde se estima que la curva de capacidad tiene una sectorización, tal que se consideran cinco niveles de desempeño sísmico, de acuerdo al SEAOC (1996) pero sin ser una traducción completamente literal del mismo, que corresponden a probables sectores, tal como indica la imagen 171.

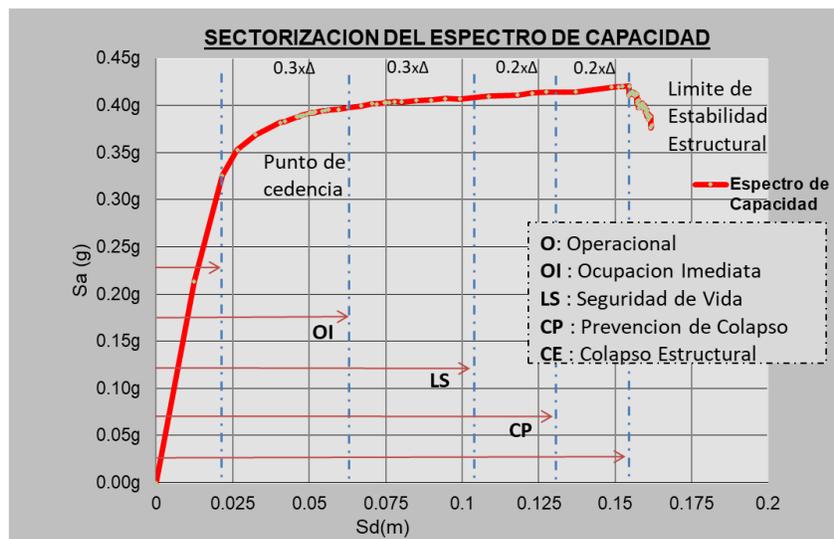


Figura 171. Sectorización de la curva de capacidad. Elaboración propia.

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

En la tabla 42, se presentan los resultados del análisis modal, el cual muestra los periodos de los modos de vibración, para la misma estructura con los mismos materiales y la misma distribución geométrica, pero con diferentes programas de cómputo para el análisis.

Como se observa en la tabla 42, los periodos fundamentales son prácticamente iguales para cada análisis realizado, sin embargo, en los últimos periodos de vibración la diferencia se hace un poco más notoria.

Teniendo en cuenta lo mencionado, se asume que el modelamiento realizado es correcto para una realizar un análisis sísmico. por lo tanto, el cálculo de las deformaciones laterales y el diseño de los elementos estructurales, corresponden a una idealización correcta de lo que posiblemente pudiese ocurrir.

Mientras que en la figura 154, se muestra el resultado grafico del análisis estático no lineal realizado a la misma estructura, pero en distintos programas de cómputo; y como se observa, las curvas de capacidad tienen una similitud entre ellas al inicio y en la parte intermedia de la misma, sin embargo, al final de la curva de capacidad hay una ligera variación al momento que la estructura se vuelve inestable.

Teniendo en cuenta lo anterior, se asume que el modelamiento inelástico es correcto para realizar un análisis estático no lineal. Por lo tanto, la curva de capacidad de la estructura es una idealización correcta para estimar el desempeño sísmico de la estructura.

Cabe mencionar que el punto de desempeño de la estructura varía dependiendo del nivel sísmico esperado, por lo que las figuras 168, 169 y 170 muestran las posibles ubicaciones de los puntos de desempeño para la estructura analizada.

CONCLUSIONES

- Se ha determinado, en relación con la demanda sísmica, que para un sismo de servicio, se tiene un tramo en meseta con una aceleración máxima espectral de 0.591g, para un sismo de diseño, se tiene un tramo en meseta con una aceleración máxima espectral de 1.181g y para un sismo máximo, se tiene un tramo en meseta con una aceleración máxima espectral de 1.772g. Considerando que en la zona 4 se espera una probable aceleración máxima horizontal de 0.45g, la cual comparada con la aceleración máxima del sismo de servicio esta es incrementada en un 131.33%, comparada con la aceleración máxima del sismo de diseño esta es incrementada en un 262.44%, y comparada con la aceleración máxima del sismo máximo esta es incrementada en un 393.778%.
- Se ha evaluado que la curva de capacidad de la estructura, desarrolla una fuerza cortante en la base, que varía hasta alcanzar una fluencia efectiva de 541.23 Ton, con un desplazamiento de 2.8 cm, en el último piso; a partir de este punto la curva de capacidad sigue fluyendo hasta un momento en el que la curva de capacidad decae y se obtiene una fuerza cortante de colapso de 698.87 Ton, bajo un desplazamiento de 20.5 cm en el último piso, donde se llega a considerar que la estructura ha llegado al alcanzar su límite no lineal o inelástico. Teniendo en cuenta la variación de la fuerza cortante, la estructura sigue desarrollando un 129.126% hasta que la estructura llega al colapso, produciendo así una deformación que llega a desarrollar un 732.14% de su capacidad elástica; por lo cual se estima, que la estructura en estudio, llegaría a tener una ductilidad neta de 7.32.
- Se ha estimado que la ubicación del punto de desempeño, para el nivel sísmico de servicio, está ubicado bajo un desplazamiento espectral de 3.87 cm; para el nivel sísmico de diseño,

está ubicado bajo un desplazamiento espectral de 8.74 cm, incrementado así un 44.27% con respecto al desplazamiento anterior; y para el nivel sísmico máximo, está ubicado bajo desplazamiento espectral de 13.4 cm, incrementado así un 65.22% con respecto al desplazamiento anterior.

- En relación con el desempeño sísmico, para el nivel sísmico de servicio, al considerar que el espectro de respuesta y el espectro de capacidad se interceptan bajo un desplazamiento espectral de 3.87 cm, por lo que se puede estimar que el punto de desempeño se ubicaría en el sector de Ocupación Inmediata (OI); para el nivel sísmico de diseño, los espectros se interceptan bajo un desplazamiento espectral de 8.74 cm, por lo que se puede estimar que el punto de desempeño se ubicaría en el sector de Seguridad de Vida (LS); y para el nivel sísmico máximo, los espectros se interceptan bajo un desplazamiento espectral de 13.4 cm, por lo que se puede estimar que el punto de desempeño se ubicaría en el sector de Prevención de Colapso (CP).
- Se ha estimado, que teniendo en cuenta que todos los elementos estructurales, del edificio en estudio, fueron diseñados para soportar una demanda sísmica ubicada en el nivel de sismo de diseño, el edificio tiene un nivel de desempeño ubicado en la zona de Seguridad de Vida, nivel aceptable en cuanto al uso que se le dará a la edificación, por lo cual es posible esperar daños moderados en algunos elementos, pérdida de resistencia y se podría considerar el cierre temporal del edificio, a fin de realizar una seria evaluación de daños; caso contrario ocurriría si es que esta edificación tuviese un uso esencial, ya que este tipo de edificaciones no pueden interrumpir sus servicios luego de un sismo de diseño y deberían seguir funcionando para atender a la población o brindar refugio a la comunidad.

RECOMENDACIONES

- La demanda sísmica muestra que el espectro de aceleraciones brinda un adecuado medio de comparación para evaluar el desempeño sísmico de una estructura. Aun así, un adecuado estudio de microzonificación sísmica brindaría los parámetros necesarios para establecer una demanda sísmica con mayor certeza, por lo menos en estructuras esenciales o de importancia.
- La curva de capacidad de la estructura es sensible a los parámetros no lineales de los elementos, por lo que una adecuada construcción de las gráficas de momento – curvatura o momento – rotación de los elementos, brindaría una adecuada construcción de la curva de capacidad.
- La ubicación del punto de desempeño varía directamente con la capacidad de la estructura, por lo que elementos más robustos, comparados a los iniciales, incrementaría la ductilidad de la estructura.
- El desempeño sísmico podría mejorar con una adecuada incorporación de placas de concreto armado, ya que posiblemente aumentaría la rigidez de la estructura y reduciría el desplazamiento relativo.

REFERENCIAS

- Alfarah, B. (2017). *Advanced Computationally Efficient Modeling of RC Structures Nonlinear Cyclic Behavior* (tesis doctoral). Universidad Politécnica de Cataluña. España. Obtenido el 03 de junio del 2017 en: <http://hdl.handle.net/10803/454783>
- American Concrete Institute [ACI] Committee 318. (2004). *Building Code Requirements for Structural Concrete* (2005 edition). Michigan. Estados Unidos.
- American Society of Civil Engineers [ASCE] and Structural Engineering Institute [SEI] Standards Committee 7. (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures* (2010 edition). Virginia. Estados Unidos.
- Applied Technology Council [ATC]. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings* (Report N° 40). California. Estados Unidos.
- Bernal, C. A. (2010). *Metodología de la investigación* (3 ed.). Bogotá D.C., Colombia: Pearson Educación.
- Bonett, R. L. (2003). *Díaz Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico de Edificios. Aplicación A Entornos Urbanos en Zonas de Amenaza Alta y Moderada* (tesis doctoral). Universidad Politécnica de Cataluña. España. Obtenido el 05 de junio del 2017 en: <http://hdl.handle.net/10803/6230>
- Federal Emergency Management Agency [FEMA]. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings* (Report N° 356). Washington D.C. Estados Unidos.
- Federal Emergency Management Agency [FEMA]. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures* (Report N° 440). Washington D.C. Estados Unidos.
- Federal Emergency Management Agency [FEMA]. (2015). *NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures* (Provisions Report N° 1050). Washington D.C. Estados Unidos.
- Fracica, N. G. (1988). *Modelo de simulación en muestreo*. Bogotá, Colombia: Universidad de la Sabana. (Original no consultado, citado por: Bernal, 2010).
- Guerra, H. D. & Ortiz, R. (2012). *Análisis Dinámico Inelástico de Estructuras Aporticadas en Concreto Reforzado* (tesis de pregrado). Universidad de Bucaramanga. Colombia.
- Habibullah, A. y Pyle, S. (1998). *Practical Three Dimensional Nonlinear Static Pushover Analysis*. Obtenido el 13 de noviembre del 2017 en: <http://psfeg.com/wp-content/uploads/2014/01/Ashraf-Pushover-paper.pdf>
- Harmsen, H. (2005). *Diseño de estructuras de concreto armado* (4 Ed.). Lima, Perú: Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Hurtado, J. (2000). *Metodología de la Investigación Holística* (3 Ed.). Caracas, Venezuela: Fundacion Syfal.

- Kent, Ch. y Park, R. (1971). *Flexural Members with Confined Concrete*. Journal of the Structural Engineering, ASCE Vol. N° 97. 7 Julio 1971. pag. 1969-1990.
- Mander, J. B. (1983). *Seismic Design of Bridge Piers* (tesis doctoral). University of Canterbury. New Zealand.
- Moreno, R. (2006). *Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona* (tesis doctoral). Universidad Politécnica de Cataluña. España. Obtenido el 24 de mayo del 2017 en: <http://hdl.handle.net/10803/6247>
- Park, R. y Paulay, T. (1980). *Estructuras de Concreto Reforzado*. (S. Fernández, Trad.). México D. F., México: Editorial Limusa.
- Priestley, M. J. N. (Enero de 2000). Performance based seismic design. 12th World Conference on Earthquake Engineering. Paper No. 2831. Conferencia llevada a cabo en Nueva Zelanda. Obtenido el 5 de junio del 2017 en: <http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/2831.pdf>
- Ramírez, C. (2013). *Estimación de la Capacidad Sismo-Resistente en Edificaciones de Concreto Armado Modeladas con Acero Comercial Aplicando el Método Análisis Estático No Lineal "Pushover"* (tesis de maestría). Universidad Católica Andrés Bello. Venezuela.
- Reglamento Nacional de Edificaciones [RNE]. (2006). *Norma Técnica de Edificación [NTE] E.020 Cargas*. Lima. Perú.
- Reglamento Nacional de Edificaciones [RNE]. (2009). *Norma Técnica de Edificación [NTE] E.060 Concreto Armado*. Lima. Perú.
- Reglamento Nacional de Edificaciones [RNE]. (2016). *Norma Técnica de Edificación [NTE] E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima. Perú.
- Structural Engineers Association of California [SEAOC] Vision 2000 Committee (1995). *Performance based seismic Engineering of buildings*. California. Estados Unidos.
- Structural Engineers Association of California [SEAOC] Vision 2000 Committee (1999). *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary* (7 Ed.). California. Estados Unidos.
- Zorrilla, S. (1993). *Introducción a la Metodología de la Investigación*. México D.F., México: Ediciones cal y arena

ANEXOS

Planos de Estructuras

1

4

B

- ALIGERADO 1 (M.F.P. +12.889)**
- ALIGERADO 2 (M.F.P. +4.789)**
- ALIGERADO 3 (M.F.P. +4.889)**
- ALIGERADO 4 (M.F.P. +11.589)**
- ALIGERADO 5 (M.F.P. +14.189)**

