



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**TRABAJO EXPERIMENTAL PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

TEMA:

**“DISEÑO POR DESEMPEÑO DE UN EDIFICIO DE HORMIGÓN ARMADO
UTILIZANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA.”**

AUTOR: Alba Beatriz Núñez Palacios

TUTOR: Ing. Mg. Christian Medina

Ambato – Ecuador

2017

CERTIFICACIÓN DEL TUTOR

Yo, Ing. Mg. Christian Medina certifico que la presente tesis de grado “**DISEÑO POR DESEMPEÑO DE UN EDIFICIO DE HORMIGÓN ARMADO UTILIZANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA.**” realizado por la señorita Alba Beatriz Núñez Palacios Egresada de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica Carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato, se desarrolló bajo mi supervisión y tutoría, siendo un trabajo elaborado de manera personal e inédito.

Es todo cuanto puedo certificar en honor a la verdad.

Ambato, Octubre de 2017

Ing. Mg. Christian Medina
TUTOR DE TESIS

AUTORÍA

Yo, Alba Beatriz Núñez Palacios, CI. 1600606667 egresada de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, certifico por medio de la presente que el trabajo experimental con el tema:

“DISEÑO POR DESEMPEÑO DE UN EDIFICIO DE HORMIGÓN ARMADO UTILIZANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA.” es de mi completa autoría, a excepción de las citas, cuadros y gráficos de origen bibliográfico.

Ambato, Octubre de 2017

Alba Beatriz Núñez Palacios

AUTOR

DERECHOS DE AUTOR

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que haga de este trabajo experimental o parte de él, un documento disponible para su lectura, consulta y procesos de investigación, según las normas de la Institución.

Cedo los Derechos en línea patrimoniales de mi trabajo experimental con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este trabajo experimental dentro de las regulaciones de la universidad, siempre y cuando esta reproducción no suponga una ganancia económica y se realice respetando mis derechos de autor.

Ambato, Octubre de 2017

Alba Beatriz Núñez Palacios

AUTOR

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO

Los miembros del Tribunal de calificación de grado aprueban el Trabajo Experimental, sobre el tema: **“DISEÑO POR DESEMPEÑO DE UN EDIFICIO DE HORMIGÓN ARMADO UTILIZANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA.”**, de la egresada Alba Beatriz Núñez Palacios de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, de la Universidad Técnica de Ambato.

Para constancia firman:

Ing. Mg. Jorge Cevallos

Ing. Mg. Santiago Medina

DEDICATORIA

La presente tesis la dedico con mucho cariño:

A mis padres Alfonso Núñez y Mery Palacios, por su amor, trabajo y sacrificios realizados durante toda mi vida, gracias a ustedes he logrado llegar hasta aquí y convertirme en lo que soy. Es un privilegio ser su hija.

Alba Beatriz Núñez Palacios

AGRADECIMIENTO

Agradezco profundamente a Dios por guiarme y bendecirme en cada paso de mi existencia, por darme voluntad en los momentos más difíciles y permitirme cumplir con éxito mi sueño más anhelado, sin su gracia y protección nada hubiera sido posible.

A mi padre por su infinito amor, sus sabios consejos, su apoyo incondicional, por su lucha incansable para forjarnos a mí y a mi hermano un futuro mejor, y sobre todo gracias por confiar en mí y enseñarme que todo en la vida es posible con fe y mucha dedicación.

A mi madre, por su amor incondicional, sus consejos, por ser un ejemplo de lucha y constancia para mí, por guiarme y acompañarme en los momentos que más he necesitado, y por su gran esfuerzo para poder cumplir este objetivo.

A mí querido hermano David, gracias por estar presente en mi vida siempre que lo he necesitado, por alegrar mi existencia con su compañía y sobre todo por confiar en mí.

A mis abuelitos paternos que siempre me han apoyado en todo lo que he necesitado, gracias por su esfuerzo y sacrificios y sobre todo por su cariño incondicional.

A mis abuelitos maternos que partieron al cielo antes de ver cumplido este objetivo, porque durante toda mi vida me brindaron su apoyo y su amor y sé que desde donde se encuentran siguen guiando mi camino y bendiciendo a toda mi familia.

A mis familiares, amigos y a todas las personas que a lo largo de mi vida universitaria me brindaron su ayuda desinteresada, gracias por creer en mí.

Al Ing. Mg. Christian Medina, tutor de mi tesis, y al Ing. Mg. Miguel Mora por compartir sus conocimientos y guiarme en la realización de este proyecto.

A la facultad de Ingeniería Civil y Mecánica y a todos los profesores que compartieron sus conocimientos y me ayudaron a formarme como profesional.

Alba Beatriz Núñez Palacios

ÍNDICE

A.- PÁGINAS PRELIMINARES	I
UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO	I
CERTIFICACIÓN DEL TUTOR	II
AUTORÍA.....	III
DERECHOS DE AUTOR	IV
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO	V
DEDICATORIA	VI
AGRADECIMIENTO	VII
ÍNDICE	VIII
ÍNDICE DE GRÁFICOS.....	XII
ÍNDICE DE TABLAS	XVI
RESUMEN EJECUTIVO.....	XVIII
SUMMARY	XIX
CAPÍTULO I.....	1
ANTECEDENTES	1
1.1. TEMA DEL TRABAJO EXPERIMENTAL.....	1
1.2. ANTECEDENTES.....	1
1.3. JUSTIFICACIÓN	4
1.4. OBJETIVOS	6
1.4.1. Objetivo General:.....	6
1.4.2. Objetivos Específicos:.....	6
CAPÍTULO II.	7
FUNDAMENTACIÓN	7
2.1. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA.....	7
2.1.1. Introducción.....	7
2.1.2. Capacidad.....	7
2.1.2.1. Curva de capacidad	8
2.1.2.2. Análisis estático no lineal Pushover	9
2.1.3. Demanda Sísmica	10
2.1.3.1. Espectro	10
2.1.3.2. Espectro de respuesta elástica	11

2.1.3.3. Espectro de respuesta inelástica	11
2.1.3.4. Espectro de diseño.....	11
2.1.3.5. Niveles de amenaza	12
2.1.3.6. Acelerograma.....	14
2.1.3.7. Análisis Tiempo-Historia	14
2.1.3.7.1 Concepto	14
2.1.3.7.2 Principios para el análisis tiempo-Historia.....	15
2.1.3.7.3 Procedimiento para el análisis Tiempo-Historia.....	15
2.1.4. Desempeño.....	16
2.1.4.1 Diseño por desempeño	16
2.1.4.2 Nivel de desempeño	17
2.1.4.3. Propuesta ATC-40	17
2.1.4.3.1. Niveles de desempeño para los componentes estructurales.....	17
2.1.4.3.2. Niveles de desempeño para los componentes no estructurales.....	18
2.1.4.3.3. Niveles de desempeño de la edificación.....	19
2.1.4.4. Desempeño esperado de la edificación	21
2.2. HIPÓTESIS.....	23
2.3. SEÑALAMIENTO DE LAS VARIABLES DE LA HIPÓTESIS	23
CAPÍTULO III.....	24
METODOLOGÍA	24
3.1. NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN.	24
3.1.1 Nivel exploratorio.....	24
3.1.2 Nivel descriptivo.....	24
3.1.3 Nivel explicativo.....	25
3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA.....	25
3.2.1 Población	25
3.2.2 Muestra	25
3.3. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.	26
3.3.1 Variable independiente.	26
3.3.2 Variable dependiente.	27
3.4. PLAN DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN.	28
3.5. PLAN DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS.	29
3.5.1. Plan de procesamiento.	29

3.5.2. Análisis.	29
CAPÍTULO IV.	30
4. ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.....	30
4.1. RECOLECCIÓN DE DATOS.....	30
4.1.1. Diseño arquitectónico.	30
4.1.2. Estructuración.	35
4.1.2.1. Alineación de ejes.	35
4.1.2.2. Separación de ejes.....	35
4.1.3. Datos de la edificación existente.....	35
4.1.4. Modelos de comportamiento del concreto y del acero.....	36
4.1.4.1. Modelo de Mander et al, para el concreto.....	36
4.1.4.2. Modelo de Park y Paulay, para el acero de refuerzo.....	39
4.1.4. Cuantificación de cargas.	40
4.1.5.1. Cargas gravitacionales.	40
4.1.5.2. Cargas de servicio.	40
4.1.5.3. Carga mayorada.....	40
4.1.5.4. Carga Viva	41
4.1.5.5. Carga Muerta.....	41
4.1.5.5.1. Peso de la losa.	41
4.1.5.5.2. Peso de paredes.....	44
4.1.5.6. Carga sísmica reactiva (W).	46
4.1.5.7. Carga sísmica.	48
4.1.5.7.1. Zonificación sísmica y factor de zona Z	48
4.1.5.7.2. Curvas de peligro sísmico.	49
4.1.5.7.3. Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs.	50
4.1.5.7.4. Periodo límite de vibración (Tc).	51
4.1.5.7.5. Periodo de vibración de la estructura (T).....	52
4.1.5.7.6. Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (Sa).	52
4.1.5.7.7. Cortante basal de diseño (V).....	53
4.1.5.7.8. Factor de importancia I.	53
4.1.5.7.9. Regularidad/ Configuración estructural.	53
4.1.5.7.10. Coeficiente R.....	56

4.1.5.7.11. Cálculo del espectro de acuerdo a la NEC 2015.	57
4.1.5.7.12. Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales.	61
4.2. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS.	63
4.2.1. Análisis estructural y verificación de parámetros admisibles de acuerdo a NEC 2015.	63
4.2.1.1. Diseño estructural de acuerdo a NEC 2015, utilizando el método de análisis Modal Espectral.	63
4.2.1.1.1. Modelación	63
4.2.1.1.2. Definición de cargas sísmicas y gravitacionales de la estructura.	78
4.2.1.1.3. Análisis e interpretación de resultados.	89
4.2.1.2. Análisis estático no lineal Pushover.	105
4.2.1.2.1. Definición de los patrones de carga para el análisis Pushover.	105
4.2.1.2.2. Definición de los casos de carga para el análisis Pushover.	107
4.2.1.2.3. Asignación de rotulas plásticas.	113
4.2.1.2.4. Análisis e interpretación de resultados.	115
4.2.1.3. Análisis dinámico no lineal Tiempo-Historia.	135
4.2.1.3.1. Definición de acelerogramas sintéticos para el análisis Tiempo-Historia. 135	135
4.2.1.3.2. Definición de los casos de carga para el análisis dinámico no lineal Tiempo-Historia.	139
4.2.1.3.3. Asignación de rotulas plásticas.	142
4.2.1.3.4. Análisis e interpretación de resultados.	145
4.2.1.4. Comparación de resultados.	153
4.3. VERIFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS.	156
CAPITULO V.	157
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	157
5.1 Conclusiones.	157
5.2. Recomendaciones.	162
C.- MATERIALES DE REFERENCIA.	163
1. Bibliografía.	163

ÍNDICE DE GRÁFICOS.

Gráfico 1. Métodos de análisis sísmicos	2
Gráfico 2. Curva de capacidad y estados límites según FEMA	8
Gráfico 3. Esquema del método Pushover	9
Gráfico 4. Espectro de diseño	12
Gráfico 5. Fachada Frontal de la edificación	30
Gráfico 6. Fachada Frontal de la edificación	30
Gráfico 7. Planta Arquitectónica de la planta baja Nv: 0.00 y del segundo piso Nv: 3.00.	31
Gráfico 8. Planta Arquitectónica del Tercer piso Nv: 6.00.....	32
Gráfico 9. Planta Arquitectónica del Cuarto piso Nv: 9.00.	33
Gráfico 10. Planta Arquitectónica del Quinto piso Nv: 12.00.	34
Gráfico 11. Modelo esfuerzo-deformación a compresión (Mander et al.1988).....	36
Gráfico 12. Factor de confinamiento, λ para elementos cuadrados y rectangulares (Mander et al.1988).....	39
Gráfico 13. Aproximación de la curva completa esfuerzo deformación del acero sometido a tensión.....	39
Gráfico 14. Distribución de alivianamientos en 1m ² de losa.	42
Gráfico 15. Dimensiones de la losa.	42
Gráfico 16. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor de Z.	48
Gráfico 17. Curvas de peligro sísmico de Portoviejo.	50
Gráfico 18. Espectro elástico e inelástico para un periodo de retorno de 475 años (Probabilidad anual de excedencia 0.00211) de acuerdo a la NEC 2015.	60
Gráfico 19. Espectro elástico e inelástico para un periodo de retorno de 2500 años (Probabilidad anual de excedencia 0.0004) de acuerdo a la NEC 2015.	60
Gráfico 20. Proceso para crear un nuevo modelo.	63
Gráfico 21. Proceso para crear la grilla.....	64
Gráfico 22. Ventana para definir los espaciamientos de la grilla en el software ETABS.	64
Gráfico 23. Ventana para definir los espaciamientos de la grilla en el software ETABS.	65
Gráfico 24. Definición de las propiedades de los materiales en el software ETABS 2015.	67
Gráfico 25. Propiedades del hormigón.....	68
Gráfico 26. Proceso para definir las secciones de los elementos estructurales.....	68
Gráfico 27. Proceso para definir las columnas de 45 x 45.....	69
Gráfico 28. . Inercias agrietadas de las columnas según la norma NEC 2015.....	70
Gráfico 29. Ingreso de áreas de acero para las columnas en el software.	71

Gráfico 30. Definición de la sección de las columnas de 30 x 40 en el software ETABS.	72
Gráfico 31. Inercias agrietadas de las vigas según la norma NEC 2015.	72
Gráfico 32. Propiedades del refuerzo de las vigas.	73
Gráfico 33. Definición de la losa.	73
Gráfico 34. Procedimiento para graficar las columnas.	74
Gráfico 35. Procedimiento para graficar las vigas.	74
Gráfico 36. Procedimiento para graficar las vigas.	75
Gráfico 37. Modelación de los volados de la estructura.	75
Gráfico 38. Creación de puntos de referencia para la modelación de la grada.	76
Gráfico 39. Creación de planos de referencia para la modelación de la grada.	76
Gráfico 40. Modelación de la grada.	77
Gráfico 41. Proceso para extruir la grada.	77
Gráfico 42. Aplicación de restricciones en la base de la estructura.	78
Gráfico 43. Espectro inelástico.	79
Gráfico 44. Definición de los patrones de carga.	80
Gráfico 45. Definición de la carga sísmica en X.	80
Gráfico 46. Definición de la carga sísmica en Y.	81
Gráfico 47. Definición de la masa dinámica de la edificación.	81
Gráfico 48. Procedimiento para definir los efectos P-Delta.	82
Gráfico 49. Procedimiento para definir casos modales.	83
Gráfico 50. Procedimiento para definir la carga espectral en el sentido X.	84
Gráfico 51. Procedimiento para definir la carga espectral en el sentido Y.	84
Gráfico 52. Definición de diafragmas.	85
Gráfico 53. Diafragma 1 asignado al piso 1.	86
Gráfico 54. Diafragma 2 asignado al piso 2.	86
Gráfico 55. Diafragma 3 asignado al piso 3.	87
Gráfico 56. Diafragma 4 asignado al piso 4.	87
Gráfico 57. Diafragma 5 asignado al piso 5.	88
Gráfico 58. Procedimiento para rigidizar las uniones viga-columna.	88
Gráfico 59. Deriva máxima con la carga sísmica en la dirección X.	90
Gráfico 60. Deriva máxima con la carga sísmica en la dirección Y.	91
Gráfico 61. Valores de diseño del pórtico del eje 1.	96
Gráfico 62. Valores de diseño del pórtico del eje 2.	97
Gráfico 63. Valores de diseño del pórtico del eje 3.	98
Gráfico 64. Valores de diseño del pórtico del eje 4.	99
Gráfico 65. Valores de diseño de nudos del pórtico del eje 1.	100
Gráfico 66. Valores de diseño de nudos del pórtico del eje 2.	101
Gráfico 67. Valores de diseño de nudos del pórtico del eje 3.	102
Gráfico 68. Valores de diseño de nudos del pórtico del eje 4.	103

Gráfico 69. Ventana del software Etabs para definir los patrones de carga.	106
Gráfico 70. Ventana del software ETABS para ingresar el patrón de cargas laterales.	106
Gráfico 71. Ventana del software Etabs la definición de los casos de carga.	107
Gráfico 72. Definición del caso de carga gravitacional para el análisis Pushover.	108
Gráfico 73. Control para la aplicación de la carga en el análisis Pushover.	109
Gráfico 74. Caso de carga para el análisis Pushover en la dirección X.	109
Gráfico 75. Control del desplazamiento en la dirección X.	110
Gráfico 76. Control del número de pasos de análisis en el sentido X.	111
Gráfico 77. Definición de la carga no lineal en el sentido Y para el análisis Pushover.	111
Gráfico 78. Control del desplazamiento en la dirección Y.	112
Gráfico 79. Control del número de pasos de análisis en el sentido Y.	112
Gráfico 80. Asignación de rotulas plásticas en la columnas de la estructura.	113
Gráfico 81. Configuración de las propiedades de las rótulas plásticas para columnas.	114
Gráfico 82. Asignación de rotulas plásticas en las vigas de la estructura.	114
Gráfico 83. Configuración de las propiedades de las rótulas plásticas para columnas.	115
Gráfico 84. Curva de capacidad para el caso de carga PUSHOVERX.	116
Gráfico 85. Curva de capacidad para el caso de carga PUSHOVERY.	117
Gráfico 86. Gráfico comparativo entre la curva de capacidad de PUSHOVER X y PUSHOVER Y.	118
Gráfico 87. Punto de Desempeño para el caso PUSHOVER X según el método mejorado de Linerización Equivalente propuesto por el FEMA 440.	121
Gráfico 88. Punto de Desempeño para el caso PUSHOVER Y según el método mejorado de Linerización Equivalente propuesto por el FEMA 440.	122
Gráfico 89. Sectorización de la curva de capacidad propuesta por el comité visión 2000.	125
Gráfico 90. Verificación del nivel de desempeño para el caso PUSHOVER X mediante la aplicación de la sectorización de la curva de capacidad según criterios del comité visión 2000.	126
Gráfico 91. Verificación del nivel de desempeño para el caso PUSHOVER Y mediante la aplicación de la sectorización de la curva de capacidad según criterios del comité visión 2000.	126
Gráfico 92. Derivas de piso de la estructura sometida al análisis Pushover, por el caso de caso PUSHOVER X.	128
Gráfico 93. Derivas de piso de la estructura sometida al análisis Pushover, por el caso de caso PUSHOVER Y.	129
Gráfico 94. Curva de deformación plástica, que indica la fuerza y la deformación en una rótula plástica.	130
Gráfico 95. Deformación global de la estructura debida al caso de carga no lineal PUSHOVER X.	132

Gráfico 96. Deformación global de la estructura debida al caso de carga no lineal PUSHOVER Y.....	134
Gráfico 97. Procedimiento para definir los acelerogramas.....	136
Gráfico 98. Procedimiento para definir los acelerogramas.....	137
Gráfico 99. Procedimiento para definir los acelerogramas.....	138
Gráfico 100. Acelerograma definido.....	139
Gráfico 101. Ventana del software Etabs la definición de los casos de carga.....	140
Gráfico 102. Definición del caso de carga gravitacional para el análisis Tiempo-Historia.....	140
Gráfico 103. Caso de carga no lineal para el análisis Tiempo-Historia en X.....	141
Gráfico 104. Definición de la carga no lineal para el análisis Tiempo-Historia en Y.....	142
Gráfico 105. Asignación de rotulas plásticas en la columnas de la estructura.....	143
Gráfico 106. Configuración de las propiedades de las rótulas plásticas para columnas.....	143
Gráfico 107. Asignación de rotulas plásticas en las vigas de la estructura.....	144
Gráfico 108. Configuración de las propiedades de las rótulas plásticas para vigas.....	145
Gráfico 109. Respuesta del análisis tiempo- Historia para el caso de carga en X.....	146
Gráfico 110. Respuesta del análisis tiempo- Historia para el caso de carga en Y.....	147
Gráfico 111. Derivas de piso para el caso de carga TIEMPO-HISTORIA X.....	148
Gráfico 112. Derivas de piso para el caso de carga TIEMPO-HISTORIA Y.....	149
Gráfico 113. Deformación global de la estructura debida al caso de carga no lineal TIEMPO-HISTORIA TIME-X.....	150
Gráfico 114. Deformación global de la estructura debida al caso de carga no lineal TIEMPO-HISTORIA TIME-Y.....	151
Gráfico 115. Punto de desempeño debido al caso de carga no lineal TIEMPO-HISTORIA TIME-X.....	152
Gráfico 116. Punto de desempeño debido al caso de carga no lineal TIEMPO-HISTORIA TIME-Y.....	153
Gráfico 117. Comparación del punto de desempeño de la edificación.....	153
Gráfico 118. Comparación del punto de desempeño de la edificación.....	154
Gráfico 119. Comparación entre las derivas de piso obtenidas con los diferentes análisis.....	155

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Niveles de amenaza sísmica.....	13
Tabla 2. Niveles de desempeño de la edificación	20
Tabla 3. Nivel de desempeño esperado: Criterio de seguridad básica.....	22
Tabla 4. Nivel de desempeño estructural para edificaciones esenciales y de uso especial.	23
Tabla 5. Operacionalización de la variable independiente.....	26
Tabla 6. Operacionalización de la variable dependiente.....	27
Tabla 7. Plan de recolección de información.....	28
Tabla 8. Dimensiones de elementos estructurales de la edificación existente.....	35
Tabla 9. Carga viva según la ocupación de la edificación.....	41
Tabla 10. Pesos específicos de distintos materiales de construcción.....	42
Tabla 11. Pesos de los alivianamientos de acuerdo a su altura.....	43
Tabla 12. Pesos de paredes.....	46
Tabla 13. ΔP para cada tablero.....	46
Tabla 14. Carga sísmica reactiva para cada piso de la edificación	47
Tabla 15. Coeficiente de amplificación del suelo F_a	50
Tabla 16. Coeficiente F_d	51
Tabla 17. Coeficiente F_s	51
Tabla 18. Coeficiente que depende del tipo de edificio.....	52
Tabla 19. Coeficientes de irregularidad en planta.....	54
Tabla 20. Coeficientes de irregularidad en elevación.....	55
Tabla 21. Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.....	56
Tabla 22. Cálculo del coeficiente sísmico de acuerdo a la norma NEC 2015	57
Tabla 23. Cálculo del espectro para un periodo de retorno de 475 años (Probabilidad anual de excedencia 0.00211) de acuerdo a la NEC 2015.....	58
Tabla 24. Cálculo del espectro para un periodo de retorno de 2500 años (Probabilidad anual de excedencia 0.0004) de acuerdo a la NEC 2015.....	59
Tabla 25. Tabla de resumen fuerzas laterales en la dirección X, según – NEC 2015.....	62
Tabla 26. Tabla de resumen fuerzas laterales en la dirección Y, según – NEC 2015.....	62

Tabla 27. Módulos de Elasticidad de agregados, E_a	66
Tabla 28. Corrección del cortante basal estático.....	89
Tabla 29. Participación modal.....	92
Tabla 30. Periodos y frecuencias de la estructura.....	93
Tabla 31. Cortante basal estático de la estructura.	94
Tabla 32. Cortante basal dinámico de la estructura.	94
Tabla 33. Tabla de datos de las curvas de capacidad en la dirección X y Y.....	119
Tabla 34. Tabla de resumen del cálculo del punto de desempeño empleando el método de Linearización equivalente propuesto por el FEMA 440	123
Tabla 35. Niveles de desempeño para edificios propuesto por el comité visión 2000.	124
Tabla 36. Derivas obtenidas con los diferentes análisis.....	155

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

**DISEÑO POR DESEMPEÑO DE UN EDIFICIO DE HORMIGÓN ARMADO
UTILIZANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA.**

Autor: Alba Beatriz Núñez Palacios.

Tutor: Ing. Mg. Christian Medina.

RESUMEN EJECUTIVO

En el presente proyecto de investigación se realizó el diseño por desempeño de una edificación de 5 pisos ubicada en la parroquia Pedernales de la provincia de Manabí utilizando el método de análisis Tiempo-Historia, este análisis nos permite determinar el comportamiento de la estructura ante un evento sísmico.

Para el desarrollo de esta tesis fue necesario utilizar la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015), American Concrete Instituto (ACI 2014), FEMA 440, FEMA 356, Comité VISION 2000 y principalmente se utilizó el software ETABS 2016, en el cual se realizaron los análisis de la estructura antes mencionada.

Una vez recolectada toda la información referente al tema de los códigos y normas mencionadas anteriormente, se procedió a calcular el espectro de diseño según lo establecido en la norma NEC 2015 que posteriormente fue utilizado para realizar el diseño de la estructura mediante el análisis modal espectral, luego se realizó la verificación de desempeño mediante el análisis Pushover y el análisis no lineal Tiempo – Historia en el cual se utilizaron espectros sintéticos generados a partir del espectro elástico calculado anteriormente, y finalmente se realizó una comparación entre el desempeño de la edificación obtenido con el método de análisis Pushover y el obtenido con el análisis dinámico no lineal Tiempo-Historia.

Se comprobó que con el análisis dinámico no lineal Tiempo-Historia, la edificación presenta mayores daños ante la acción de un sismo con un periodo de retorno de 2500 años, que es el que se utilizó para la verificación de desempeño por tratarse de una estructura de ocupación especial.

SUMMARY

TOPIC: “DESIGN FOR PERFORMANCE OF A CONCRETE BUILDING, USING THE TIME-HISTORY ANALYSIS METHOD”

Author: Núñez Palacios Alba Beatriz

Tutor: Ing. Mg. Christian Medina

In the present project was made the performance design of a 5-story building located in the Pedernales parish of the province of Manabí, using the Time-History analysis, this analysis allows us to determine the behavior of the structure before an event seismic.

For the development of this thesis it was necessary to use the Ecuadorian Construction Standard (NEC 2015), American Concrete Institute (ACI 2014), FEMA 440, FEMA 356, VISION 2000 Committee and mainly using the ETABS 2016 software.

then we proceeded to calculate the design spectrum according to the provisions of the NEC 2015 norm, which was subsequently used to design the structure by spectral modal analysis, Then, the performance verification was carried out through the Pushover analysis and the nonlinear analysis Time - History in which synthetic spectra generated from the elastic spectrum calculated above were used, and finally a comparison was made between the performance of the building obtained with the Pushover analysis method and that obtained with non-linear dynamic analysis Time-History.

It was verified that with the non-linear dynamic analysis Time-History, the building presents greater damages before the action of an earthquake with a return period of 2500 years, which is what was used for the verification of performance because it is a structure of special occupation.

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES

1.1. TEMA DEL TRABAJO EXPERIMENTAL.

DISEÑO POR DESEMPEÑO DE UN EDIFICIO DE HORMIGÓN ARMADO, UTILIZANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA

1.2. ANTECEDENTES.

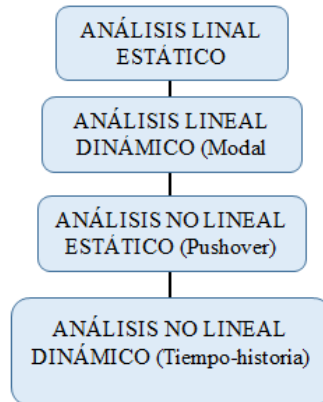
La razón principal que ha motivado el desarrollo de esta tesis es la creciente demanda de métodos de análisis estructural más seguros que garanticen la adecuada respuesta de las edificaciones ante un sismo. En los últimos años nuestro país ha sido víctima de algunos eventos sísmicos entre los cuales el ocurrido el 16 de abril de 2016 con epicentro entre las parroquias Pedernales y Cojimés del cantón Pedernales, en la provincia ecuatoriana de Manabí ha sido el más destructivo de los últimos tiempos.

El Ecuador se halla localizado en una de las zonas de mayor peligrosidad sísmica del mundo, debido al proceso de subducción de la placa de Nazca, el mismo que genera una alta sismicidad en su recorrido hacia el Este, por dicho proceso en la Costa Ecuatoriana existe un hipocentro superficial y en la región Oriental los eventos sísmicos asociados con la subducción pueden tener profundidades focales mayores a 200km. Además de la actividad sísmica asociada a la zona de subducción, existen sismos que se generan por la activación de fallas geológicas locales. [1]

Tomando en cuenta lo antes mencionado se hace evidente la necesidad de realizar un diseño basado en desempeño, el cual tiene como finalidad única determinar cómo se comporta una estructura ante cualquier tipo de sollicitación, en el cual se plantea que la estructura pueda brindar protección a sus ocupantes y en algunos casos permitir que la

estructura no colapse, junto con este concepto han evolucionado también los diferentes tipos de análisis como se puede observar en el siguiente cuadro. [2]

Gráfico 1. Métodos de análisis sísmicos



Elaborado por: Núñez Alba

El método estático toma en cuenta el efecto de las acciones sísmicas mediante la aplicación de un conjunto de fuerzas laterales a lo alto del edificio, estas fuerzas se aplican en el centro de masas de cada nivel.

El método dinámico se divide en dos: Modal Espectral y Tiempo-Historia. El análisis Modal Espectral considera los espectros de diseño para el cálculo de las respuestas estructurales, por otro lado, el análisis Tiempo-Historia es el más avanzado y completo, este utiliza la combinación de los registros de movimiento del suelo con un modelo estructural detallado, el modelo sujeto a ese registro reproduce estimados de la deformación para cada grado de libertad en los elementos modelados. [3]

Para la elaboración de esta tesis se han tomado como referencia algunas investigaciones previas entre las cuales se pueden mencionar las siguientes:

En el año 2016 se realizó en la Universidad Técnica de Ambato una tesis bajo el tema “ANÁLISIS COMPARATIVO UTILIZANDO EL MÉTODO TIEMPO – HISTORIA CON EL ESPECTROGRAMA DEL SISMO EL CENTRO Y LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN NEC 2015” en la cual el objetivo

principal fue analizar las respuestas que nos proporciona el método tiempo – historia con el espectrograma del sismo del Centro y la NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción) 2015, y se obtuvieron los siguientes resultados:

Al utilizar la Norma Ecuatoriana de la Construcción con todos los parámetros para el diseño de estructuras sismo resistente, se puede obtener una estructura que trabaje adecuadamente ante sismos moderados, los parámetros a tomar en cuenta son la participación de la masa y el periodo de vibración de la estructura, con el fin de verificar el grado de rigidez, los desplazamiento en los ejes X e Y para verificar que no se produzca torsión en planta, y finalmente las derivas inelásticas de pisos que nos permite controlar los desplazamiento horizontales excesivos. [4]

En el año 2013 se realizó en la Universidad Técnica de Ambato una tesis con el tema “DISEÑO SISMO RESISTENTE POR DESEMPEÑO Y SUS EFECTOS EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL” En el cual se comprobó la importancia del diseño por desempeño que consiste en cuantificar el comportamiento no lineal que se espera de una edificación y esto entre otras cosas significa, calcular el índice de daño a nivel de sección de los elementos, a nivel de piso y a nivel de la estructura. [5]

En el año 2012 se realizó en la Universidad Técnica particular de Loja una tesis con el tema “ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL EDIFICIO CITES DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA PARTICULAR DE LOJA”. Para analizar la capacidad de las edificaciones se efectuó un análisis no lineal de historia en el tiempo, empleando acelerogramas de sismos reales tomando en cuenta parámetros locales como magnitud, velocidad de corte a los 30 metros y aceleración pico del suelo. En esta investigación se comprobó que, para la evaluación del comportamiento de edificios bajo la acción de cargas sísmicas, es recomendable el análisis tiempo-historia puesto que provee al analista de un espectro más amplio del comportamiento en función de la magnitud del evento. [6]

Para el desarrollo de esta tesis se va a utilizar un edificio de hormigón armado de 5 pisos ubicado en el cantón Pedernales, en la provincia ecuatoriana de Manabí, este edificio tiene una altitud de 15m, está compuesto por vigas peraltadas de 0.30X0.40m y columnas de 0.45X0.45m, la losa es alivianada y tiene un espesor de 0.20m, en el terremoto del 16 de abril del 2016 esta edificación sufrió graves daños, y debido esto se ha considerado oportuno utilizarla en esta investigación.

1.3. JUSTIFICACIÓN

Con el paso del tiempo, ha existido la necesidad de construir edificios cada vez más altos y esbeltos. Los proyectos arquitectónicos han aumentado las irregularidades estructurales, por tal motivo los métodos simplificado y estático no representan con suficiente aproximación el comportamiento real de las estructuras sujetas a la acción de los sismos. El análisis dinámico da una mejor aproximación del comportamiento real de las estructuras, pues incorpora información ignorada o indirectamente considerada en el análisis estático. [7]

El diseño de las estructuras para resistir sismos difiere del que se realiza para el efecto de otras acciones. Las razones son diversas. Lo peculiar del problema sísmico no estriba solo en la complejidad de la respuesta estructural a los efectos dinámicos de los sismos, sino sobre todo, se deriva de lo poco predecible que es el fenómeno y de las intensidades extraordinarias que pueden alcanzar sus efectos, asociado a que la probabilidad de que se presenten dichas intensidades en la vida esperada de la estructura es muy pequeña.

Por lo anterior, mientras que en el diseño para otras acciones se pretende que el comportamiento de la estructura permanezca dentro de un intervalo lineal y sin daño, aun para los máximos valores que pueden alcanzar las fuerzas actuantes, en el diseño sísmico se reconoce que no es económicamente viable diseñar las edificaciones en general, para que se mantengan dentro de su comportamiento lineal ante el sismo de diseño.

El problema se plantea en forma rigurosa como uno de optimización, en que debe equilibrarse la inversión que es razonable hacer en la seguridad de la estructura con la probabilidad del daño que puede ocurrir.

La mayoría de los reglamentos modernos de diseño sísmico establecen como objetivos, por una parte, evitar el colapso, pero aceptar daño, ante un sismo excepcionalmente severo que se pueda presentar en la vida de la estructura, y por otra parte, evitar daños de cualquier tipo ante sismos moderados que tengan una probabilidad significativa de presentarse en ese lapso. [8]

El principal objetivo de desarrollar este trabajo de investigación, es con el fin de que la edificación analizada este diseñada para soportar las fuerzas sísmicas, y si no se conoce las nuevas técnicas para el análisis sismo resistente como el que se plantea en esta investigación, como es el análisis tiempo-historia que analiza el desempeño sismo-resistente de un edificio, ayuda a la verificación y evaluación de la vulnerabilidad de la misma, no podremos dar la seguridad estructural y peor aún la seguridad de la vida humana, que como ingenieros debemos dar en cada estructura que se diseñe.[9]

De acuerdo con la norma NEC 2015, el análisis Tiempo-Historia constituye un análisis de la respuesta dinámica de la estructura en cada incremento de tiempo, cuando la base de la misma está sujeta a un acelerograma específico. [10]

Se realizará un análisis no lineal tiempo-historia con el fin de justificar un diseño estructural que no pueda ser justificado con el método de diseño estático o lineal espectral de manera que se limiten los daños que pueden ocurrir en las mismas, especialmente en estructuras esenciales las cuales tienen que seguir funcionando después de un acontecimiento sísmico. En el presente trabajo se hará referencia al código FEMA 440 y FEMA 356, siguiendo estas normas para el análisis dinámico no lineal, de manera que el edificio tenga una respuesta adecuada. [11]

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. Objetivo General:

Demostrar la aplicabilidad y utilidad del método tiempo-historia, para el diseño basado en desempeño de un edificio de hormigón armado.

1.4.2. Objetivos Específicos:

- Fundamentar el método de análisis no lineal tiempo-historia para garantizar el adecuado funcionamiento estructural.
- Realizar una comparación del análisis no lineal dinámico tiempo-historia con el análisis no lineal estático Pushover.
- Detallar el proceso para el diseño por desempeño de un edificio de hormigón armado.
- Seleccionar de forma adecuada los acelerogramas para realizar el análisis tiempo-historia.
- Utilizar el programa especializado de elementos finitos ETABS-2016 para realizar el diseño por desempeño de una estructura de hormigón armado mediante el método de tiempo-historia.

CAPÍTULO II.

FUNDAMENTACIÓN

2.1. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA.

2.1.1. Introducción.

El deficiente desempeño de estructuras sismo resistentes modernas durante eventos sísmicos recientes ha puesto en evidencia que la confiabilidad del diseño sísmico no solo era menor que la que se esperaba, sino que presenta grandes inconsistencias entre estructuras que tienen un mismo sistema estructural, lo cual ha enfatizado la necesidad de replantear las metodologías actuales de diseño sísmico. Como parte de ese replanteamiento se ha visto la importancia de complementar la fase numérica del diseño sísmico con una fase conceptual y de implementación basadas en el control de la respuesta dinámica de las estructuras sismo resistente. La filosofía del diseño por desempeño se ha constituido dentro de este contexto como la alternativa más factible para el planteamiento de metodologías de diseño sísmico que den lugar a estructuras que satisfagan las necesidades de las sociedades modernas. [12]

2.1.2. Capacidad

La capacidad de una estructura depende de la resistencia y deformación máxima de sus componentes individuales. Para determinar sus capacidades más allá del límite elástico, es necesario utilizar algún tipo de análisis no lineal, como por ejemplo, el análisis estático no lineal Pushover. Este proceso usa una serie de análisis secuenciales elásticos, que se superponen para aproximarse a un diagrama conocido con el nombre de **Curva de capacidad**. Esta curva relaciona las fuerzas en la base (cortante basal V) y los desplazamientos (D) En el nivel superior de la estructura (grafico 3). El modelo matemático de la estructura se modifica para tener en cuenta la reducción de resistencia

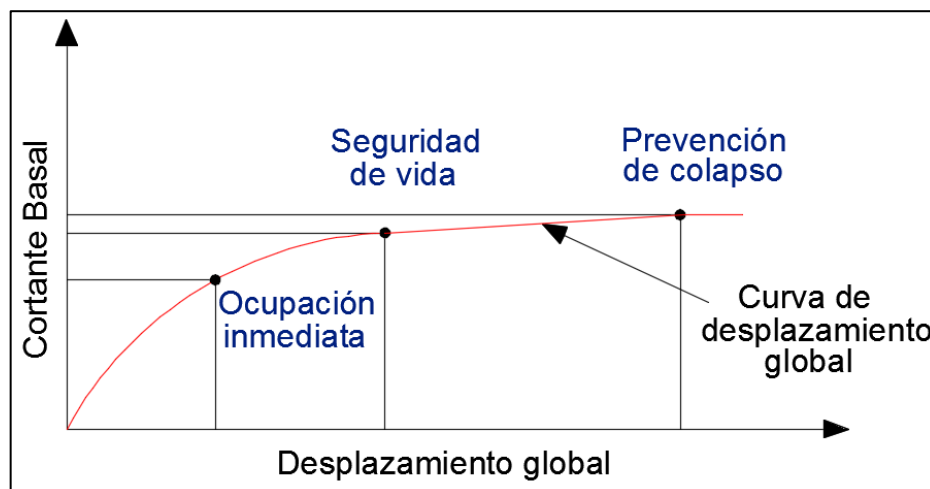
de los elementos que ceden. De esta manera, se aplica una serie de fuerzas horizontales, las cuales se incrementan hasta que la estructura desarrolla su capacidad máxima. [13]

2.1.2.1. Curva de capacidad

A través de la técnica Pushover se obtendrá la respuesta no lineal de la estructura, lo cual se representa en la curva de capacidad (Gráfico 2), dicha curva se obtiene al someter la estructura a un estado de desplazamiento lateral monótonamente creciente. La curva refleja los umbrales de desplazamiento lateral asociados a tres estados límites que plantea las recomendaciones FEMA (Zúñiga, O. 2008)

La curva de capacidad se constituye por lo general, para representar la respuesta del primer modo de la estructura, basado en la hipótesis según la cual el modo fundamental de vibración se corresponde con la respuesta predominante. Esto es generalmente válido para estructuras con periodos propios menores que 1s. Para estructuras de mayor flexibilidad, el análisis debe considerar la influencia de los modos más altos de vibración.

Gráfico 2. Curva de capacidad de cortante Basal Vs desplazamiento global según FEMA, donde se puede visualizar los diferentes límites de desempeño: ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención de colapso.



Fuente: FEMA-440.

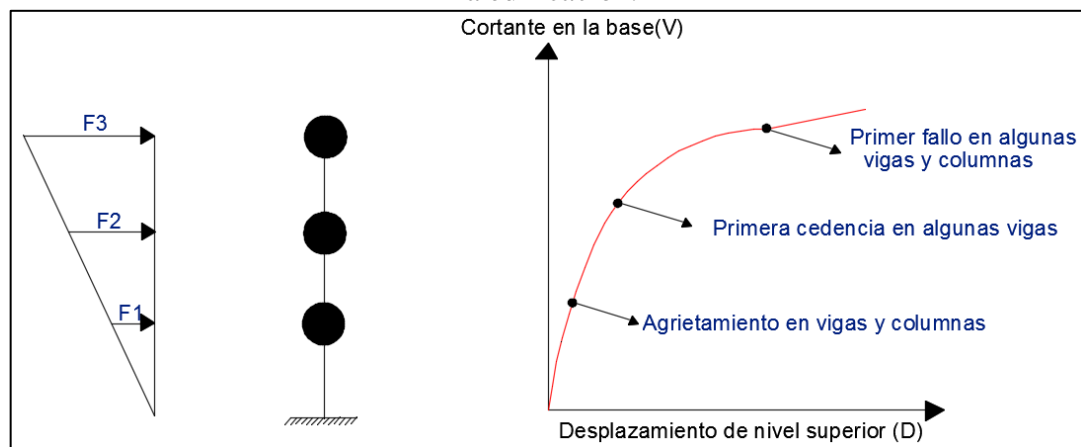
2.1.2.2. Análisis estático no lineal Pushover

El análisis estático no lineal Pushover es una técnica simple y eficiente para estudiar la capacidad, resistencia-deformación, de una estructura bajo una distribución esperada de fuerzas inerciales.

Este análisis se realiza sometiendo a la estructura a un patrón de cargas laterales que se incrementan de manera monotónica hasta que la estructura desarrolla su máxima capacidad. Mediante este procedimiento, es posible identificar la secuencia del agrietamiento, cedencia y fallo de los componentes, los estados límites de servicio y la historia de deformaciones y cortantes en la estructura que corresponde a la curva de capacidad.

La forma en que se encuentran distribuidas las fuerzas laterales, constante, lineal, parabólica, etc., aplicada a una estructura, influye en la determinación de la curva de capacidad. Tomando en consideración que no existe un único patrón de cargas, la solución más práctica puede ser utilizar por lo menos dos distribuciones diferentes y definir la curva de capacidad como la envolvente de los resultados obtenidos con ambas distribuciones (Fajfar, 2000). [14]

Gráfico 3. Esquema del método Pushover, en donde se muestran los límites de daños en la edificación.



Elaborado por: Núñez Alba

2.1.3. Demanda Sísmica

La demanda sísmica por lo general se representa por medio de un espectro de respuesta, el cual presenta la respuesta máxima de sistemas de un grado de libertad, como una función de sus frecuencias. Tradicionalmente, en ingeniería sísmica, se ha utilizado un espectro de respuesta de aceleraciones con el fin de analizar y diseñar estructuras basadas en las fuerzas. Sin embargo, durante los últimos años se ha identificado que los parámetros más importantes en el diseño son los desplazamientos y las deformaciones. Por lo tanto, se ha promovido el uso de espectros de respuesta para propósitos de diseño basado en desempeño sísmico. [13]

2.1.3.1. Espectro

Para detallar en forma conceptual el procedimiento de construcción de un espectro de respuesta se toma en consideración una serie de estructuras de un grado de libertad u osciladores simples con periodos de vibración T diferentes, y con igual factor de amortiguamiento. Si todos estos osciladores son sometidos a la acción de un sismo (utilizando un registro de aceleraciones), cada uno de ellos generará una respuesta diferente, la cual puede ser representada a través de una historia de desplazamiento. Una vez que se ha calculado la respuesta de los osciladores es posible determinar el máximo de cada uno de ellos y volcarlos en un gráfico en función del periodo de vibración, para obtener así un espectro de respuesta. Es decir, que la respuesta máxima de cada oscilador con período T representa un punto del espectro.

La importancia de los espectros en el diseño de una estructura radica en el hecho de que estos gráficos condensan la compleja respuesta dinámica de un parámetro clave, los valores de respuesta máxima, que son por lo general los requeridos por el diseñador para el cálculo de la estructura.

El concepto de espectro ha generado una amplia aceptación como herramienta de la dinámica estructural. Por lo cual se ha clasificado en diferentes tipos de espectros, los cuales presentan diferentes características y se utilizan con distintos objetivos.

2.1.3.2. Espectro de respuesta elástica

Se define como espectro de respuesta elástica al máximo para un terremoto determinado, usualmente varias curvas que consideran distintos factores de amortiguamiento, sometidas a una historia de aceleraciones dada. Se utiliza principalmente para estudiar las características del terremoto y su efecto en las estructuras. Las curvas de los espectros de respuesta presentan variaciones bruscas, con numerosos picos y valles, que resultan de la complejidad de las aceleraciones

2.1.3.3. Espectro de respuesta inelástica

Son similares a los anteriores, pero en este caso se supone que el oscilador de un grado de libertad presenta un comportamiento no-lineal, es decir que la estructura pueda experimentar deformaciones en el rango plástico debido a los eventos sísmicos. Es muy importante para el diseño sismo resistente, en la práctica la mayor parte de las construcciones se diseñan en base a hipótesis que surgen en el campo plástico.

Estos espectros representan la ductilidad requerida por un terremoto dado en función del periodo de vibración de la estructura y se grafica generalmente para distintos niveles de resistencia. Se elabora un espectro de aceleración, desplazamiento de fluencia o desplazamiento ultimo de sistema inelástico, en donde se toma en cuenta distintos niveles de ductilidad o tipos de comportamiento histórico de la estructura.

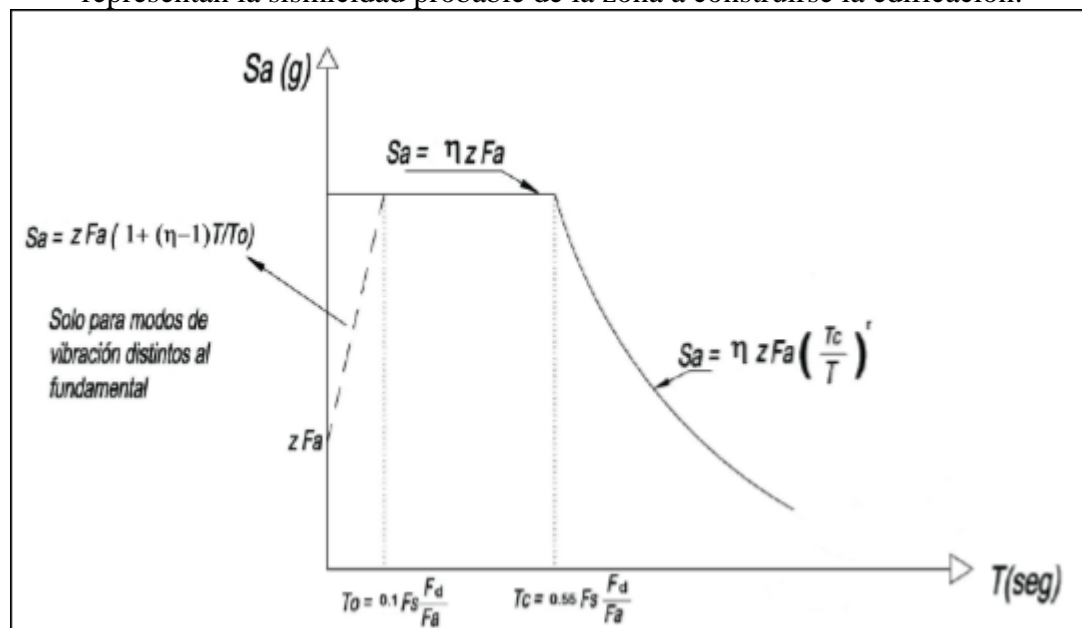
2.1.3.4. Espectro de diseño

Las edificaciones no pueden ser diseñadas para resistir un sismo en particular en una zona específica, debido a que todos los sismos presentan características diferentes. Por

esta razón el diseño sismo resistente se realizará con espectros normalizados (no posee variaciones bruscas) y que consideran sismos típicos de una zona.

Es muy importante tomar en cuenta que los espectros de respuestas se obtienen para un terremoto dado, pero el espectro de diseño, es aplicado al cálculo y verificación de estructuras y representa la sismicidad probable de la zona en donde va a construirse la edificación. [15]

Gráfico 4. Espectro de diseño, el cual se aplica al cálculo y verificación de estructuras y representan la sismicidad probable de la zona a construirse la edificación.



Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC_SE_DS_2015).

2.1.3.5. Niveles de amenaza

De acuerdo a la propuesta del ATC-40 (1996) se definen tres niveles de amenaza sísmica.

Sismo de servicio (SS); Corresponde a movimientos de intensidad moderada o baja, pero de ocurrencia frecuente, con un 50% de probabilidad de ser excedidos en 50 años, con un periodo de retorno aproximado de 72 años, de forma que pueden ocurrir varias veces durante la vida útil de la edificación, este movimiento representa

aproximadamente la mitad del nivel de movimiento referente al sismo de diseño mencionado en los códigos, por tratarse de sismos frecuentes y de baja severidad.

Sismo de diseño (SD); Movimientos de intensidad severa o moderada, de ocurrencia poco frecuente, con un 10% de probabilidad de ser excedidos en 50 años, con un periodo de retorno aproximado de 475 años, se relaciona con el nivel de movimiento mencionado en los códigos para edificaciones convencionales, y está previsto que ocurra al menos por una vez durante la vida útil de la edificación.

Sismo máximo (SM); Movimientos severos o muy severos de muy rara ocurrencia, con un 5% de probabilidad de ser excedidos en 50 años, con un periodo de retorno aproximado de 975 años, se relaciona con el nivel de movimiento mencionado en los códigos para edificaciones esenciales, este movimiento representa aproximadamente entre 1,25 y 1,5 veces el nivel de movimiento referente al sismo de diseño mencionado en los códigos, por tratarse de sismos poco frecuentes y de alta severidad.[16]

De acuerdo con la NEC-2015 la verificación de desempeño se realiza para los siguientes niveles de amenaza sísmica:

Tabla 1. Niveles de amenaza sísmica, con su respectiva probabilidad de excedencia, periodo de retorno y tasa anual de excedencia.

Nivel de sismo	sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Periodo de retorno Tr (años)	Tasa anual de excedencia (1/Tr)
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro (extremo)	2%	2500	0.00040

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC_SE_CG_2015).

2.1.3.6. Acelerograma

Un acelerograma es una representación temporal de la aceleración experimentada por el suelo en un determinado punto durante un terremoto.

Los valores de la aceleración se obtienen mediante acelerógrafos, los mismos que registran la aceleración del suelo, se caracterizan por ser altamente irregulares y oscilatorios, con pequeñas amplitudes iniciales que crecen de forma rápida hasta alcanzar los valores máximos y decrecer hasta que se detienen el movimiento.

Una de las características principales es la aceleración máxima registrada, pero no es la única, debido a que la respuesta de una estructura puede ser desfavorable al someter a otro acelerograma con aceleraciones máximas registradas. [15]

2.1.3.7. Análisis Tiempo-Historia

2.1.3.7.1 Concepto

El análisis dinámico tiempo historia (NDP) consiste en calcular la respuesta dinámica de una determinada edificación en diferentes intervalos de tiempo, utilizando registros de acelerogramas reales o sintéticos.

En un análisis Tiempo-Historia lineal podemos darnos una idea de cuánto tendrá que resistir nuestra estructura y por cuanto tiempo en estado de fluencia, siempre y cuando conozcamos el punto mencionado. Por ser lineal este análisis las condiciones de la estructura no cambiarán conforme va pasando el tiempo, por ello, aunque conozcamos el tiempo del desplazamiento máximo, si este está después del punto de fluencia será engañoso y posiblemente el punto de fluencia encuentre antes. Con un análisis Tiempo Historia no lineal, podremos darnos una idea más clara ya que incorpora las propiedades inelásticas de los materiales. La principal diferencia es que el sismo, sólo puede ser modelado usando una función de historias en el tiempo, el cual implica una

evaluación paso a paso de la respuesta del edificio. Es la técnica más sofisticada disponible.

2.1.3.7.2 Principios para el análisis tiempo-Historia.

- Los análisis no lineales Tiempo-Historia deberán cumplir con los principios establecidos por la dinámica estructural.
- Las capacidades y las características de los elementos estructurales no lineales deberán modelarse de manera consistente con datos experimentales o mediante análisis adecuadamente sustentados,
- La respuesta máxima inelástica en desplazamientos y la estimación de fuerzas no deberán ser reducidas y cumplirán con los requisitos establecidos

2.1.3.7.3 Procedimiento para el análisis Tiempo-Historia.

Los análisis tiempo-historia se realizarán utilizando las dos componentes horizontales de registros de acelerogramas apropiadamente seleccionados y escalados a partir de los registros de no menos de 3 pares de eventos sísmicos, estos acelerogramas deben poseer las características de magnitud, distancia a la falla, mecanismos de falla y efectos del suelo, consistentes con aquellos parámetros que controlen el sismo de diseño.

Si se realizan los análisis para los 3 pares de registros, se tomarán para el diseño la respuesta máxima de los parámetros de interés, si se realizan 7 o más, se utilizará para el diseño el valor promedio de los parámetros de respuesta de interés.

Cuando no se disponga de al menos 3 eventos sísmicos, se utilizarán acelerogramas artificiales para generar el número de registros y de componentes requeridos.

Para cada par de componentes horizontales de los acelerogramas, debe construirse la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los espectros característicos del sitio, para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico de 5,00%. Los acelerogramas deben ser escalados de tal forma que el valor promedio de los espectros provenientes de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los espectros de los registros no se encuentre por debajo del espectro de aceleraciones amortiguado al 5% del sismo de diseño para períodos entre 0.2 T y 1.5 T.[17]

2.1.4. Desempeño

El concepto de desempeño se refiere al nivel de movimiento esperado con diferentes niveles de confiabilidad, en donde la estructura no debería dañarse más allá de ciertos estados límites.

2.1.4.1 Diseño por desempeño

Según el Comité Visión 2000 el diseño basado en desempeño consiste en la selección de esquemas apropiados de evaluación que permitan el dimensionamiento y detallado de los componentes estructurales, no estructurales y del contenido, de forma que para un nivel de movimiento especificado y con diferentes niveles de confiabilidad, la estructura no debería ser dañada más allá de ciertos estados límites (Bertero, en SEAOC, 1995).

La definición del comportamiento esperado de una edificación durante movimientos sísmicos de diferentes intensidades debe ser establecida de forma cualitativa, en una primera fase conceptual, antes de realizar las fases sucesivas del proceso, entre las que se destacan la fase numérica, orientada a diseño propiamente dicho, y finalmente la fase de implementación, donde la calidad del diseño debe estar garantizado por un adecuado control de calidad durante la ejecución y mantenimiento de la obra.

2.1.4.2 Nivel de desempeño

Es la expresión de la máxima extensión del daño, donde se toma en consideración tanto la condición de los elementos estructurales como de los elementos no estructurales y su contenido, relacionado con la función de la edificación. Los niveles de desempeño generalmente suelen expresarse en términos cualitativos de significación pública (impacto en ocupantes, usuarios, etc.) y en términos técnicos ingenieriles para la evaluación o diseño de edificaciones existentes (extensión del deterioro, degradación de elementos estructurales o no estructurales, etc.).

2.1.4.3. Propuesta ATC-40

La propuesta del ATC-40(1996) especifica separadamente el nivel de desempeño para la estructura y el nivel de desempeño para los componentes no estructurales de manera que su combinación conduce a la definición de nivel de desempeño de la edificación.

2.1.4.3.1. Niveles de desempeño para los componentes estructurales

Describen los posibles estados de daño sobre la estructura. Para tal fin, se definen tres estados de daño discretos o límites: inmediata ocupación, seguridad y estabilidad estructural, y dos rangos intermedios: daño controlado y seguridad limitada.

SP-1. Inmediata ocupación; el sistema resistente a cargas laterales y verticales permanece prácticamente inalterado, puede ocurrir daño estructural muy limitado, el peligro a la vida es despreciable y la edificación se mantiene funcionando en su totalidad.

SP-2. Daño controlado; corresponde a un estado de daño que varía entre las condiciones límite de inmediata ocupación y seguridad. La vida de los ocupantes no está en peligro aunque es posible que se vean afectados.

SP-3. Seguridad; Pueden ocurrir daños significativos en la estructura, sin embargo, la mayoría de los elementos estructurales se mantienen, existe amenaza a la vida de los ocupantes interiores y exteriores e incluso, pueden haber afectados. Costos elevados asociados a las reparaciones estructurales.

SP-4. Seguridad Limitada; corresponde a un estado de daño que varía entre las condiciones límite de seguridad y estabilidad estructural, con alto peligro para los ocupantes.

SP-5. Estabilidad estructural; corresponde a un estado de daño en el cual el sistema estructural está en el límite de experimentar un colapso parcial o total. Han ocurrido daños sustanciales, con una significativa degradación de la resistencia y rigidez del sistema resistente a cargas laterales, aun cuando los componentes del sistema resistente a cargas verticales mantengan la capacidad suficiente para evitar el colapso, existe un gran peligro para ocupantes y transeúntes, así como peligro elevado en caso de réplicas. Estas edificaciones requieren reparaciones estructurales significativas.

SP-6. No considerado; no corresponde con un nivel de desempeño de la estructura, sino a una condición en la cual solo se incluye una elevación sísmica de los componentes no estructurales. Se limita a considerar el desempeño de los elementos no estructurales.

2.1.4.3.2. Niveles de desempeño para los componentes no estructurales

Describen los posibles estados de daño de los componentes no estructurales. Para tal fin, se definen cuatro estados de daño: operacional, inmediata ocupación, seguridad y amenaza, los cuales se designan con la abreviación NP-n (“Nonstructural performance”, donde n designa una letra).

NP-A. Operacional; después del sismo, los sistemas, componentes y elementos no estructurales permanecen sin daño y funcionando. Todos los equipos y maquinarias

deben permanecer operativos, aunque algunos servicios externos no estén del todo disponibles.

NP-B. Inmediata Ocupación; los sistemas, componentes y elementos no estructurales permanecen en su sitio, con pequeñas interrupciones que no comprometen su funcionamiento. Se mantiene un estado de seguridad para los ocupantes.

NP-C. Seguridad; Contempla considerable daño en sistemas, componentes y elementos no estructurales, pero sin colapso o interrupción de los mismos que pueda atentar seriamente contra los ocupantes. No deberá haber fallo en los componentes peligrosos, sin embargo, el equipamiento y las maquinas pueden quedar fuera de servicio. Puede haber algunos afectados, el peligro a la vida por los daños en componentes no estructurales es bajo.

NP-D. Amenaza; incluye importante daño en los sistemas, componentes y elementos no estructurales, sin colapso de los grandes y pesados elementos que pongan en peligro a grupos de personas, el peligro a la vida por los daños en componentes no estructurales es alto.

NP-E. No considerado; No corresponde a un nivel de desempeño de los componentes no estructurales, es una condición en la cual solo se incluye una evaluación sísmica de los componentes estructurales. Se limita a considerar el desempeño de los elementos estructurales.

2.1.4.3.3. Niveles de desempeño de la edificación.

Describen los posibles estados de daño para la edificación, estos niveles de desempeño se obtienen de la apropiada combinación de los niveles de desempeño de la estructura y de los componentes no estructurales como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 2. Niveles de desempeño de la edificación

	SP-1 Inmediata Ocupación	SP-2 Daño Controlado (rango)	SP-3 Seguridad	SP-4 Seguridad Limitada (rango)	SP-5 Estabilidad Estructural	SP-6 No Considerado
NP-A Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Inmediata Ocupación	1-B Inmediata Ocupación	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
NP-D Amenaza	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No Aplicable

Fuente: (ATC-40. 1996)

1-A. Operacional: se relaciona con la funcionalidad, los daños en los componentes estructurales son limitados y los elementos no estructurales permanecen funcionando, se mantiene la seguridad de los ocupantes y la funcionalidad de los servicios internos.

2-B. Inmediata Ocupación: es el criterio más usado para edificaciones esenciales, los espacios, sistemas y equipamiento permanecen utilizables, los servicios primarios se mantienen en funcionamiento y se mantiene la seguridad de los ocupantes.

3-C. Seguridad vital: en este nivel se presenta una baja probabilidad de atentar contra la vida, Este nivel se espera alcanzar con la aplicación de los códigos sísmicos actuales, en este nivel se presentan daños limitados en los componentes estructurales y posible fallo en los elementos no estructurales, servicios primarios y servicios secundarios, siempre que no se atente contra la vida de los usuarios.

4-D. Estabilidad estructural: el nivel de daño estructural es tan grande que no se requiere la revisión de los elementos no estructurales. El peligro de los ocupantes y transeúntes es muy alto.

2.1.4.4. Desempeño esperado de la edificación

El desempeño esperado de la edificación describe un comportamiento sísmico que puede considerarse satisfactorio para una edificación sometida a movimientos sísmicos de diferentes intensidades. Pueden definirse varios niveles de desempeño esperado, su selección debe basarse en las características de ocupación de la edificación, importancia de la función de sus instalaciones, consideraciones económicas, importancia histórica y cultural.

El nivel de desempeño esperado de la edificación se establece luego de identificar los límites de daños tolerables en la edificación y los niveles de movimiento del terreno debido a sismos. Según el ATC-40(1996) el nivel de desempeño esperado para una edificación depende de consideraciones de funcionalidad, políticas, económicas y de preservación. Existe una variedad de combinaciones de acuerdo a las características de uso, función e importancia de cada edificación.

En la siguiente tabla se presenta un nivel dual de desempeño esperado, relacionado con el criterio de seguridad básica empleado en edificaciones convencionales, donde se espera que la edificación presente un nivel de desempeño de seguridad vital (3-C) para un sismo de diseño (SD) y un nivel de desempeño de estabilidad estructural (5-E) para un sismo máximo(SM). [16]

Tabla 3. Nivel de desempeño esperado: Criterio de seguridad básica

Nivel del movimiento del terreno	Nivel de desempeño de la edificación			
	Operacional	Inmediata Ocupación	Seguridad Vital	Estabilidad Estructural
Servicio (SS)				
Diseño (SD)			X	
Máximo (SM)				X

Fuente: (ATC-40. 1996)

Según la NEC-2015 los objetivos y niveles de desempeño sísmico para las edificaciones son los siguientes:

a. Estructuras de ocupación especial

Se deberá verificar un correcto desempeño en el rango inelástico para:

- **No-colapso** (Nivel de prevención de colapso) ante un terremoto de 2500 años de periodo de retorno (probabilidad anual de excedencia 0.00004).

b. Estructuras esenciales

Para las estructuras esenciales, se deberá verificar un correcto desempeño sísmico en el rango inelástico para:

- **Limitación de daño** (nivel de seguridad de vida) ante un terremoto de 475 años de periodo de retorno (probabilidad anual de excedencia 0.00211).
- **No-colapso** (Nivel de prevención de colapso) ante un terremoto de 2500 años de periodo de retorno (probabilidad anual de excedencia 0.00004). [18]

c. Síntesis

Tabla 4. Nivel de desempeño estructural para edificaciones esenciales y de uso especial.

Nivel de desempeño estructural (prevención)	Estructuras de ocupación especial	Estructuras Esenciales	Tasa anual de excedencia
Daño	No	Si	0.00211
Colapso	Si	Si	0.00004

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC_SE_DS_2015).

2.2. HIPÓTESIS

La aplicación del método de análisis dinámico tiempo historia (NDP) nos permitirá conocer la respuesta dinámica de la edificación en diferentes intervalos de tiempo, y obtener un adecuado diseño por desempeño de la misma.

2.3. SEÑALAMIENTO DE LAS VARIABLES DE LA HIPÓTESIS

Variable independiente.

Método de análisis dinámico Tiempo-historia (NDP).

Variable dependiente.

Desempeño de un edificio de hormigón armado.

CAPÍTULO III. METODOLOGÍA

3.1. NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN.

Los niveles de investigación que se aplican en el desarrollo de esta tesis son:

- Exploratorio
- Descriptivo
- Explicativo

3.1.1 Nivel exploratorio

La investigación Exploratoria fue la primera fase que se realizó para este estudio, con el fin de obtener toda la información y datos necesarios para el posterior desarrollo de esta tesis.

Se ha recolectado toda la información teórica referente al tema de diseño por desempeño de edificios de hormigón armado y los diferentes métodos de análisis sísmico, de forma especial acerca del análisis no lineal tiempo-historia. Esta información ha sido obtenida de diferentes libros y de normas como la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015, FEMA 440, FEMA 356, ATC-40 y Comité Visión 2000.

También ha sido necesario conseguir los planos de la edificación que se va a analizar en este estudio.

3.1.2 Nivel descriptivo

En este nivel de investigación se procederá a recolectar información acerca de los procesos de cálculo y análisis en el software ETABS 2016 y de los métodos de diseño sísmico que se encuentran vigentes y que son aceptados en normas técnicas nacionales e

internacionales, para llegar al desarrollo del tema de investigación y así realizar el análisis sísmico Tiempo-Historia de un Edificio de hormigón armado.

3.1.3 Nivel explicativo

Una vez realizado el análisis Tiempo-Historia de la edificación se procederá a realizar una comparación con el análisis sísmico Pushover, y se establecerán diferencias entre los resultados, logrando así interpretar las posibles causas que generaron estas variaciones o similitudes entre los dos tipos de análisis.

3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA.

3.2.1 Población

El universo está constituido por la edificación de hormigón armado de 5 pisos ubicada en el cantón Pedernales, en la provincia ecuatoriana de Manabí.

3.2.2 Muestra

El edificio que se va a analizar en esta tesis está ubicado en el cantón Pedernales, en la provincia ecuatoriana de Manabí, debido al terremoto del 16 de abril de 2016 este sufrió graves daños y quedó deshabitado hasta su posterior evaluación y reparación.

La distribución arquitectónica de este edificio es muy regular y casi en su totalidad se encuentra formado por oficinas.

Es una estructura de concreto armado, tiene una altitud de 15m, está compuesto por vigas peraltadas de 0.30X0.40m y columnas de 0.45X0.45m, la losa es alivianada y tiene un espesor de 0.20m, este edificio no cuenta con sótanos.

3.3. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.

3.3.1 Variable independiente.

Método de análisis dinámico Tiempo-historia (NDP)

Tabla 5. Operacionalización de la variable independiente.

Conceptualización	Dimensiones	Indicadores	Ítems	Técnica e instrumentos
El análisis dinámico tiempo historia (NDP) consiste en calcular la respuesta dinámica de una determinada edificación en diferentes intervalos de tiempo, utilizando registros de acelerogramas reales o sintéticos.	Capacidad	Análisis estático no lineal Pushover	¿Qué análisis no lineal se utiliza para determinar la capacidad de una estructura más allá del límite elástico?	Investigación bibliográfica
	Demanda	Acelerogramas	¿Cómo está representada la aceleración experimentada por el suelo en un punto determinado durante un terremoto?	Investigación bibliográfica

Elaborado por: Núñez Alba

3.3.2 Variable dependiente.

Desempeño de un edificio de hormigón armado.

Tabla 6. Operacionalización de la variable dependiente.

Conceptualización	Dimensiones	Indicadores	Ítems	Técnica e instrumentos
El diseño basado en desempeño consiste en la selección de esquemas apropiados de evaluación que permitan el dimensionamiento y detallado de los componentes de una estructura de forma que para un nivel de movimiento y con diferentes niveles de confiabilidad, la estructura no debería ser dañada más allá de ciertos estados límites.	Nivel de daño estructural	Niveles de desempeño en elementos estructurales.	¿Cómo se verifica el nivel de daño en elementos estructurales?	Observación
		Niveles de desempeño en elementos no estructurales.	¿Cómo Se verifica el nivel de daño en elementos no estructurales?	Observación
	Niveles de amenaza sísmica.	<ul style="list-style-type: none"> • Frecuente • Ocasional • raro • muy raro 	¿Cuáles son los niveles de amenaza sísmica para los que se realiza la verificación de desempeño?	Investigación bibliográfica

Elaborado por: Núñez Alba

3.4. PLAN DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN.

Tabla 7. Plan de recolección de información.

Preguntas Básicas	Explicación
1. ¿Para qué?	Mejorar la comprensión acerca del análisis dinámico no lineal tiempo-historia, y demostrar su utilidad y aplicabilidad para el diseño basado en desempeño de un edificio de hormigón armado.
2. ¿De qué personas u objetos?	De una edificación de hormigón armado de 5 pisos ubicada en el cantón Pedernales, en la provincia ecuatoriana de Manabí.
3. ¿Sobre qué aspectos?	Se considerarán aspectos como el periodo de vibración de la estructura, derivas de pisos, desplazamiento, efectos P- Δ y gráficas, para conocer la respuesta sísmica de la estructura y poder realizar un diseño por desempeño adecuado.
4. ¿Quién?	Núñez Palacios Alba Beatriz.
5. ¿A quiénes?	A una edificación de hormigón armado.
6. ¿Dónde?	Biblioteca de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato.
7. ¿Cómo?	Se realizara la recolección de toda la información existente acerca del tema en fuentes bibliográficas, normas y códigos como son FEMA273, FEMA440, FEMA356 y NEC 2015, luego se realizara el diseño por desempeño de una estructura de hormigón armado utilizando el método tiempo-historia, para lo cual utilizaremos el programa ETABS 2016. Después se realizará un detalle y análisis de los resultados obtenidos y finalmente se establecerán las respectivas conclusiones.

Elaborado por: Núñez Alba

3.5. PLAN DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS.

3.5.1. Plan de procesamiento.

➤ **Planos arquitectónicos**

- Altura de entresijos.
- Peralte de la losa.
- Distribución de vigas.
- Distribución de columnas.
- Distribución de paredes.
- Distribución de ductos para gradas e iluminación.

➤ **Estructuración**

- Alineación de ejes tomando en cuenta una desalineación máxima de 10%.
- Separación máxima entre ejes de acuerdo a la norma.

➤ **Datos de la edificación existente.**

➤ **Modelos de comportamiento del concreto y del acero.**

➤ **Cuantificación de cargas.**

3.5.2. Análisis.

➤ **Análisis estructural y verificación de parámetros admisibles de acuerdo a NEC 2015.**

- Diseño estructural de acuerdo a NEC 2015 y ACI-318, utilizando el método de análisis Modal Espectral.
- Análisis estático no lineal Pushover.
- Análisis dinámico no lineal Tiempo-Historia.
- Comparación de resultado

CAPÍTULO IV.

4. ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1. RECOLECCIÓN DE DATOS.

4.1.1. Diseño arquitectónico.

Gráfico 5. Fachada Frontal de la edificación

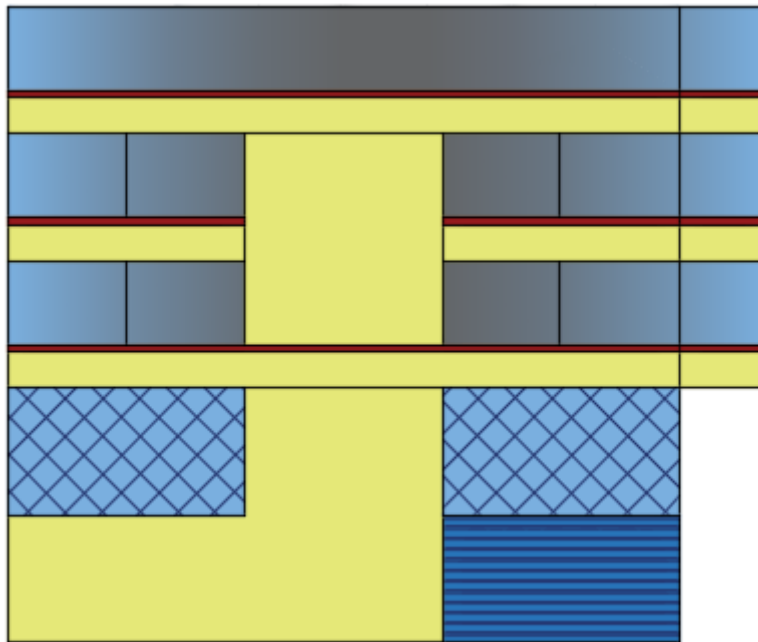
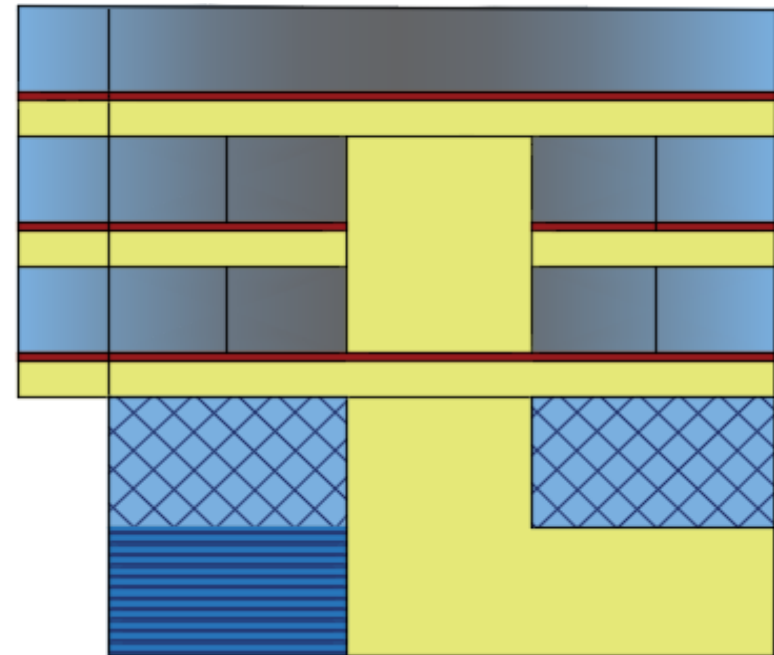
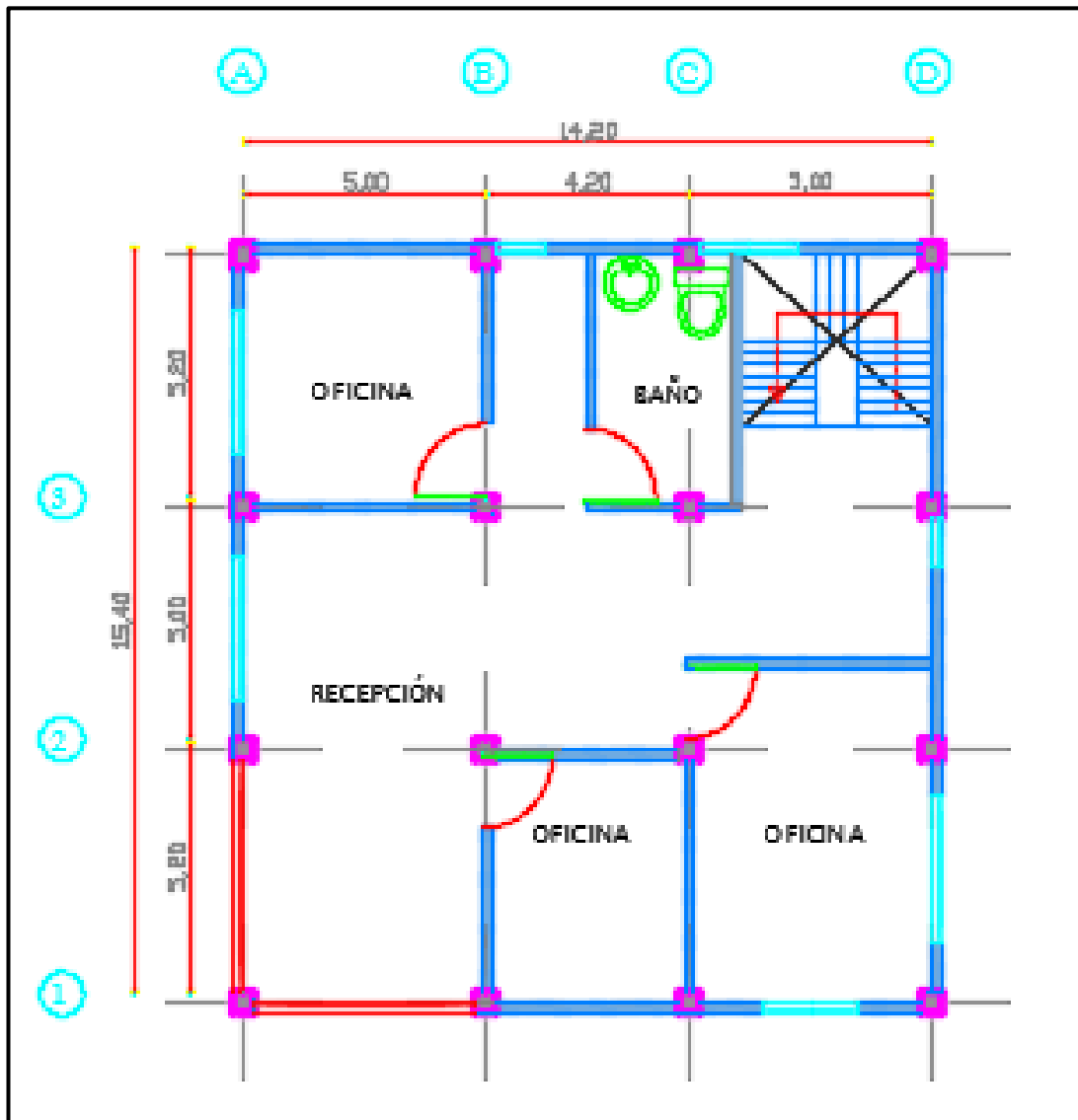


Gráfico 6. Fachada Frontal de la edificación



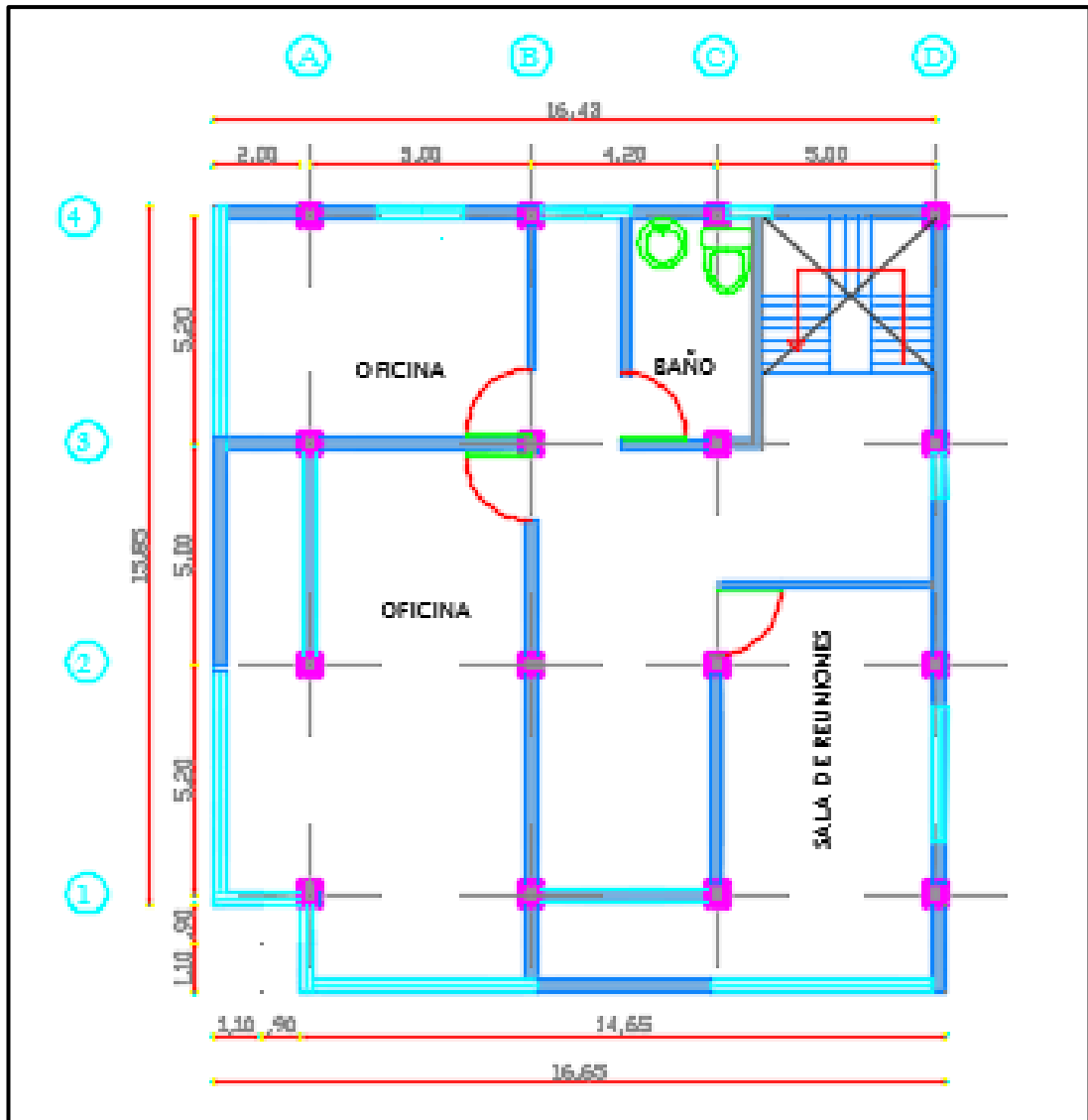
Fuente: Planos arquitectónicos.

Gráfico 7. Planta Arquitectónica de la planta baja Nv: 0.00 y del segundo piso Nv: 3.00.



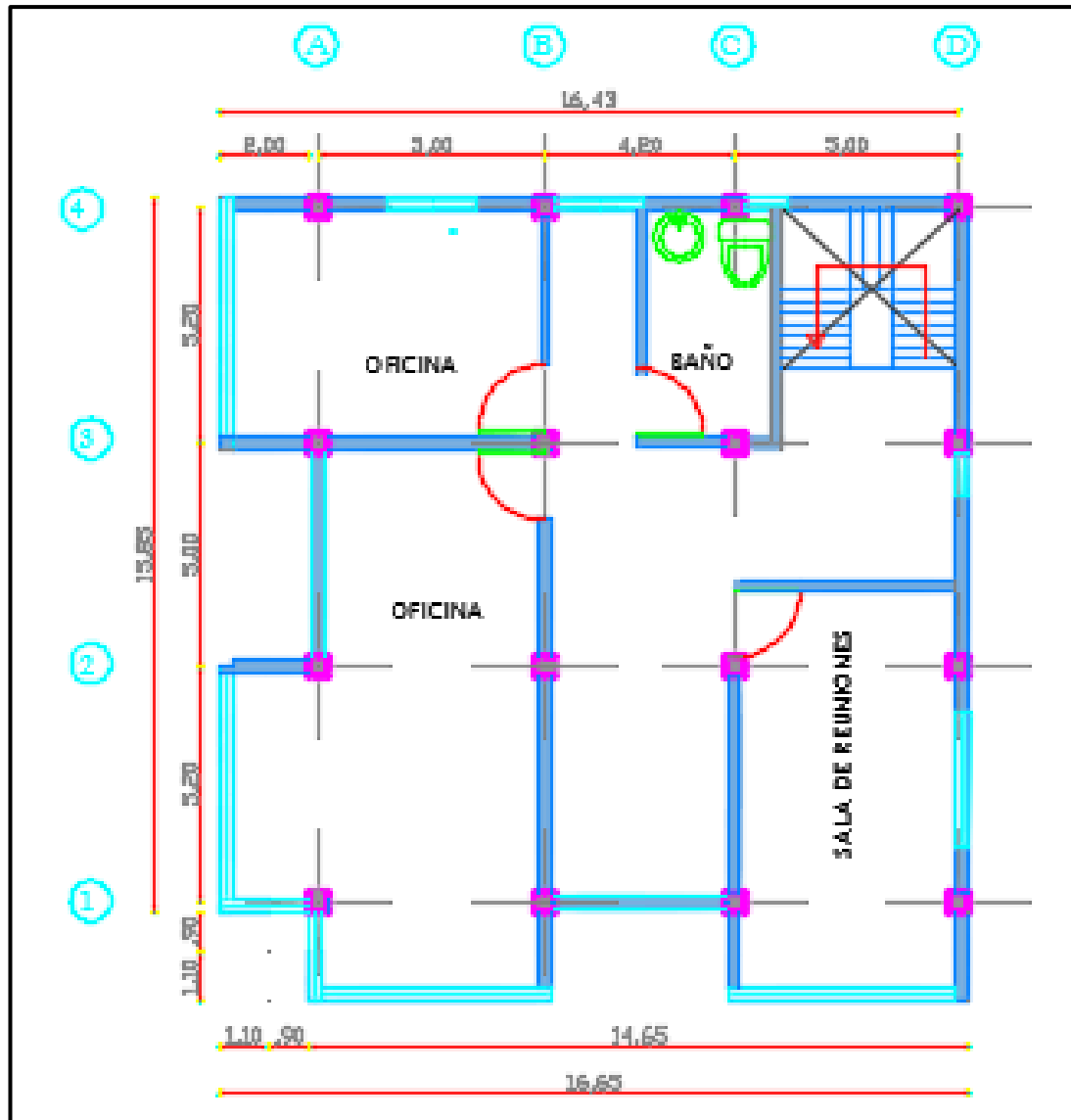
Fuente: Planos arquitectónicos.

Gráfico 8. Planta Arquitectónica del Tercer piso Nv: 6.00.



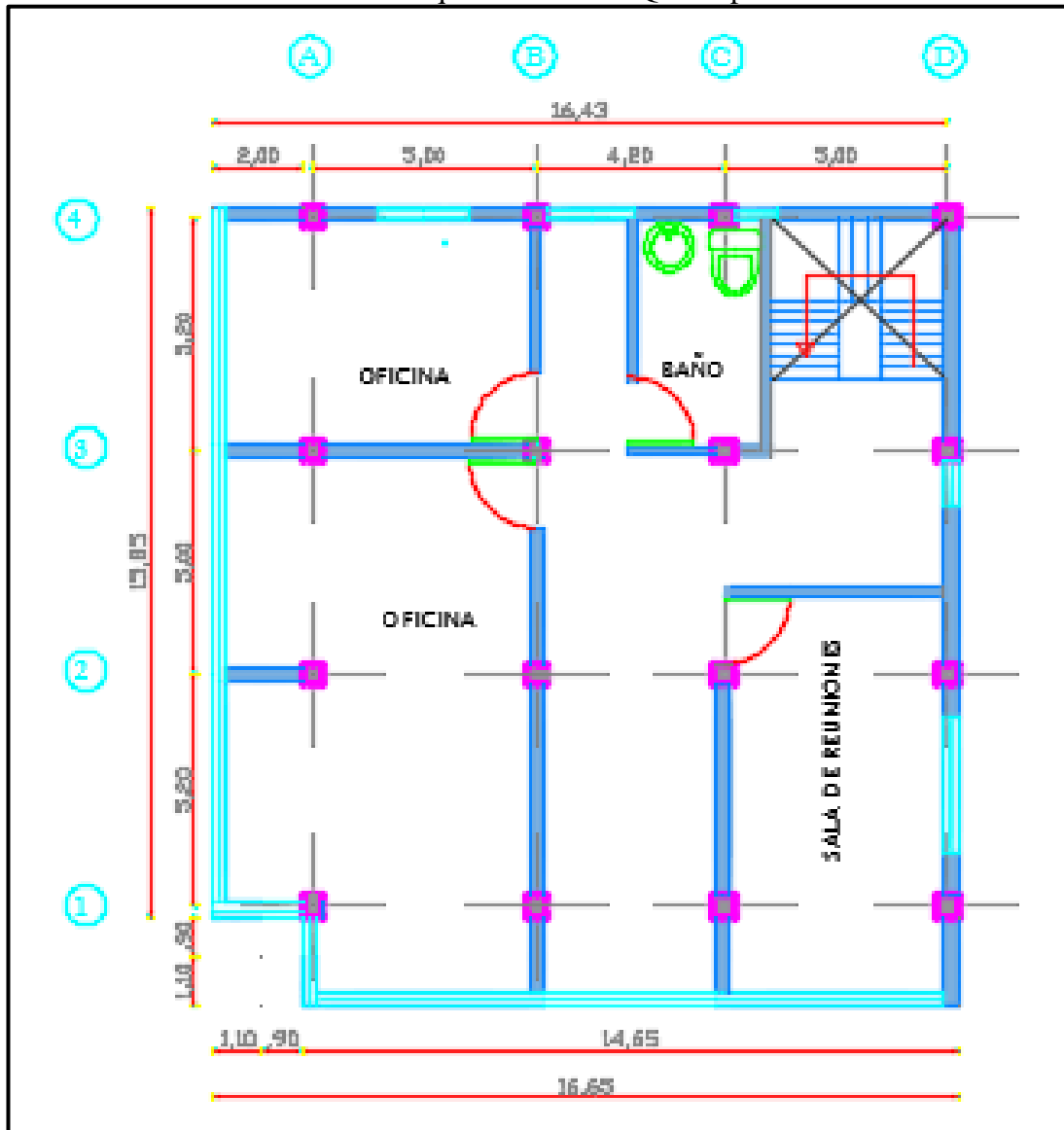
Fuente: Planos arquitectónicos.

Gráfico 9. Planta Arquitectónica del Cuarto piso Nv: 9.00.



Fuente: Planos arquitectónicos.

Gráfico 10. Planta Arquitectónica del Quinto piso Nv: 12.00.



Fuente: Planos arquitectónicos.

4.1.2. Estructuración.

4.1.2.1. Alineación de ejes.

Según ACI 318-11, las columnas pueden estar desalineadas hasta un 10 por ciento de la luz (medido en la dirección del desalineamiento) con respecto a cualquier eje que pase por el centro de columnas sucesivas. [20]

En el plano arquitectónico que se va a utilizar en esta tesis no existe desalineación.

4.1.2.2. Separación de ejes.

Según ACI 318-11, las longitudes de luces contiguas medidas centro a centro de los apoyos en cada dirección no deben diferir en más de un tercio de la luz mayor. [20]

$$\frac{1}{3} * \text{luz más grande} \quad (\text{Ec. 1}) \text{ Ref [20]}$$
$$\frac{Ln}{3} = \frac{5.20m}{3} = 1.73m$$

La distancia mínima entre ejes debe ser de 1.73m, y como se puede observar si cumple.

4.1.3. Datos de la edificación existente.

Para el desarrollo de esta tesis se va a utilizar un edificio de hormigón armado de 5 pisos ubicado en el cantón Pedernales, en la provincia ecuatoriana de Manabí, este edificio tiene una altitud de 15m, está compuesto por vigas peraltadas de 0.30X0.40m y columnas de 0.45X0.45m, la losa es alivianada y tiene un espesor de 0.20m, la resistencia del hormigón (f_c) es de 240 kg/cm² y (f_y) es de 4200 kg/cm².

Tabla 8. Dimensiones de elementos estructurales de la edificación existente.

Elemento estructural	Base	Altura
Columnas	45 cm	45 cm
Vigas	30 cm	40 cm
Losa		20 cm

Fuente: Planos arquitectónicos de la edificación.

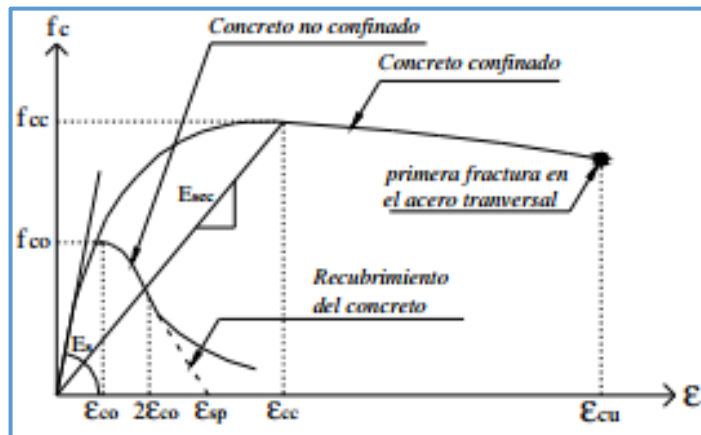
4.1.4. Modelos de comportamiento del concreto y del acero.

4.1.4.1. Modelo de Mander et al, para el concreto.

El modelo propuesto por Mander et al. (1988), está definido por una sola región. Considera que el fenómeno de confinamiento no solo incrementa las deformaciones unitarias, ϵ_c , también incrementa la resistencia del concreto a compresión, es aplicable tanto para elementos circulares como para elementos rectangulares y está basado en estudios realizados por Popovics (1973).

El punto de falla (f_{cu} , ϵ_{cu}) del elemento en estudio lo define la fractura del acero transversal. En la siguiente figura se muestra la variación que existe entre un concreto no confinado y uno confinado, según el modelo propuesto por Mander et al 1988.

Gráfico 11. Modelo esfuerzo-deformación a compresión para concreto confinado que muestra la variación que existe entre un concreto no confinado y uno confinado.



Fuente: Mander et al.1988.

La curva esfuerzo deformación propuesta por Mander et al. (1988), se define mediante las siguientes ecuaciones:

$$f_c = \frac{xr f_{cc}}{r - 1 + x^r} \quad (\text{Ec. 2}) \text{ Ref [19]}$$

$$X = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad (\text{Ec. 3}) \text{ Ref [19]}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (\text{Ec. 4}) \text{ Ref [19]}$$

$$(\text{Ec. 5}) \text{ Ref [19]}$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f_{co}} - 1 \right) \right]$$

Donde:

f_{co} : Resistencia máxima del concreto no confinado.

ε_c : Deformación unitaria del concreto.

ε_{cc} : Deformación unitaria del concreto simple, asociada al esfuerzo máximo confinante.

E_c : Modulo de elasticidad del concreto no confinado.

E_{sec} : Modulo secante del concreto confinado asociado al esfuerzo máximo confinante.

La resistencia máxima a compresión f_{cc} está en función de la fuerza lateral de confinamiento efectivo (f_{le}), del tipo de estribo con el que fue confinado el elemento. Para elementos confinados por estribos circulares la resistencia máxima (f_{cc}), se define mediante las siguientes ecuaciones:

$$f_{cc} = f_{co} \left(2.254 * \sqrt{1 + \frac{7.94 f_{le}}{f_{co}} - \frac{2 f_{le}}{f_{co}}} - 1.254 \right) \cdot Mpa \quad (\text{Ec. 6}) \text{ Ref [19]}$$

(Ec. 7) Ref [19]

$$f_{le} = \frac{1}{2} k_e P_s f_{yh}$$

(Ec. 8) Ref [19]

$$P_s = \frac{4A_{sp}}{S_{ds}}$$

$$k_{ec} = \frac{\left(1 - \frac{S'}{2ds}\right)^2}{1 - P_{cc}} \quad (\text{Ec. 9}) \text{ Ref [19]}$$

$$k_{es} = \frac{1 - \frac{S'}{2ds}}{1 - P_{cc}} \quad (\text{Ec. 10}) \text{ Ref [19]}$$

Donde:

A_{sp} : Área del refuerzo transversal.

k_e : Factor de confinamiento efectivo.

k_{ec} : Factor de confinamiento efectivo para elementos confinados con estribos circulares.

k_{es} : Factor de confinamiento efectivo para elementos confinados con hélices.

P_s : Relación del volumen acero confinante entre el volumen de concreto confinado.

Para secciones rectangulares la resistencia máxima de compresión uniaxial (f_{cc}) se define mediante las siguientes ecuaciones:

$$f_{cc} = \lambda f_{co} \quad (\text{Ec. 11}) \text{ Ref [19]}$$

$$f_{lex} = \frac{A_{sx}}{S_{dc}} k_e f_{yh} \quad (\text{Ec. 12}) \text{ Ref [19]}$$

$$f_{ley} = \frac{A_{sy}}{S_{bc}} k_e f_{yh} \quad (\text{Ec. 13}) \text{ Ref [19]}$$

$$A_e = \left(bc \, dc - \Sigma n_i = 1 \frac{w_i^2}{6} \right) \left(1 - \frac{s'}{2bc} \right) \left(1 - \frac{s'}{2dc} \right) \quad (\text{Ec. 14}) \text{ Ref [19]}$$

$$k_e = \frac{\left(1 - \Sigma n_i = 1 \frac{w_i^2}{6bc \, dc} \right) \left(1 - \frac{s'}{2bc} \right) \left(1 - \frac{s'}{2dc} \right)}{1 - P_{cc}} \quad (\text{Ec. 15}) \text{ Ref [19]}$$

Donde:

λ : Factor de esfuerzo confinado, se obtiene del grafico 11.

f_{lx} : Fuerza lateral de confinamiento efectivo en dirección x.

f_{ly} : Fuerza lateral de confinamiento efectivo en dirección y.

A_e : Área confinada efectiva.

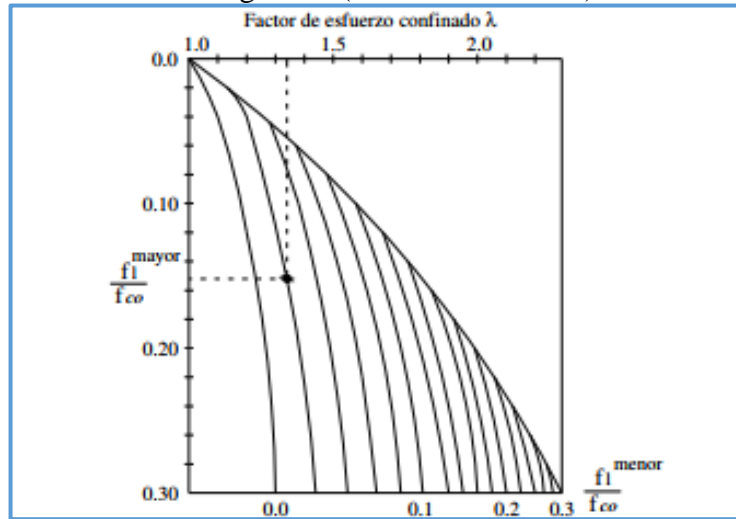
A_{sx} : Área de refuerzo transversal paralela al eje x.

A_{sy} : Área de refuerzo transversal paralela al eje y.

P_{cc} : Relación del área de acero longitudinal y el área de concreto confinada.

S : Separación de estribos.[19]

Gráfico 12. Factor de esfuerzo confinado, λ para elementos cuadrados y rectangulares (Mander et al.1988)

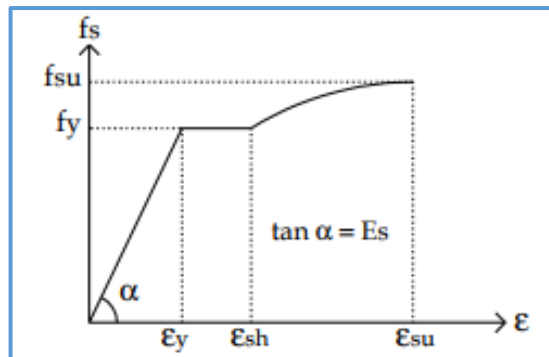


Fuente: Mander et al.1988.

4.1.4.2. Modelo de Park y Paulay, para el acero de refuerzo.

El modelo propuesto por Park y Paulay (1975) consiste en una aproximación de la curva completa esfuerzo-deformación unitaria a tensión. La diferencia que existe entre este modelo y cualquier otro que se haya establecido radica en la forma de definir la zona de endurecimiento por deformación que inicia al final de la zona de fluencia ϵ_{sh} (ver gráfico. 13), en esta zona el material vuelve a tener la capacidad de absorber carga, esto debido al endurecimiento que sufre el acero de refuerzo.

Gráfico 13. Aproximación de la curva completa esfuerzo deformación del acero sometido a tensión, en donde se observan tres zonas: zona elástica lineal, zona de fluencia y zona de endurecimiento por deformación.



Fuente: Park y Paulay 1975.

La zona de endurecimiento por deformación está definida en el intervalo, $\epsilon_{sh} \leq \epsilon \leq \epsilon_{su}$ donde ϵ_{su} es la magnitud de deformación última y ϵ_{sh} es la deformación

donde se inicia el endurecimiento del material. El cálculo de esfuerzos (f_s) en la zona de endurecimiento por deformación se pueden obtener mediante la siguiente ecuación:

$$f_s = \left[\frac{mu + 2}{60u + 2} + \frac{(60 - m)u}{2(30r + 1)^2} \right] f_y$$

Los parámetros m , r y u dependen de variables que se pueden obtener directamente de pruebas experimentales o de constantes ya establecidas, se definen con las siguientes ecuaciones:[19]

$$m = \left[\frac{\frac{f_{su}}{f_y} (30r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2} \right] \quad (\text{Ec. 17}) \text{ Ref [19]}$$

$$r = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh} \quad (\text{Ec. 18}) \text{ Ref [19]}$$

$$u = \varepsilon_s - \varepsilon_{sh} \quad (\text{Ec. 19}) \text{ Ref [19]}$$

4.1.4. Cuantificación de cargas.

4.1.5.1. Cargas gravitacionales.

Son las fuerzas y otras acciones que resultan del peso de los materiales de construcción, los ocupantes y sus enseres, efectos ambientales, movimientos diferenciales, y cambios volumétricos restringidos. Las cargas permanentes corresponden a cargas cuyas variaciones en el tiempo son excepcionales o de magnitud pequeña. Todas las demás cargas se consideran cargas variables.

4.1.5.2. Cargas de servicio.

Son todas las cargas, estáticas y transitorias, que se imponen a una estructura, o elemento de ella, durante la operación de la edificación, sin factores de carga.

4.1.5.3. Carga mayorada.

Es la carga, multiplicada por los factores de carga establecidos por la normativa.

4.1.5.4. Carga Viva

Es la carga que no se aplica en forma permanente a la estructura, pero que es probable que ocurra durante su vida de servicio (excluyendo las cargas ambientales) o cargas que cumplen los criterios específicos descritos en el reglamento general de construcción, sin factores de carga. (ACI318-14).

Tabla 9. Carga viva según la ocupación de la edificación.

Ocupación o uso	Carga uniforme	Carga concentrada
Cubiertas		
Todas las superficies de cubiertas sujetas a mantenimiento de trabajadores.		1,40 KN = 143 Kg
Edificios de oficinas		
Areas de recepción y corredores del primer piso.	4,80 KN/m ² = 490 Kg/m ²	
Oficinas.	2,40 KN/m ² = 245 Kg/m ²	
Corredores sobre el primer piso.	4,00 KN/m ² = 408 Kg/m ²	
Escaleras y rutas de escape.	4,80 KN/m ² = 490 Kg/m ²	

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC_SE_CG_2015).

4.1.5.5. Carga Muerta

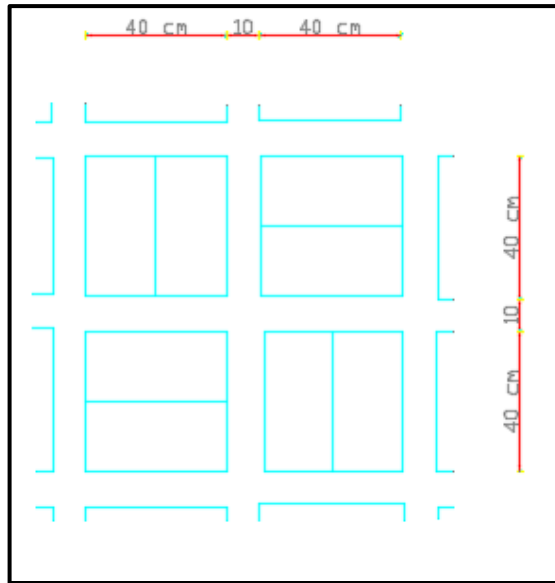
Es el peso de los miembros soportados por la estructura, los aditamentos o accesorios permanentes que probablemente estén presentes en una estructura en servicio, y en general todas las cargas que se definen como tales en el reglamento general de construcción; sin factores de carga. (ACI318-14).

4.1.5.5.1. Peso de la losa.

$$h_{losa} = 20cm$$

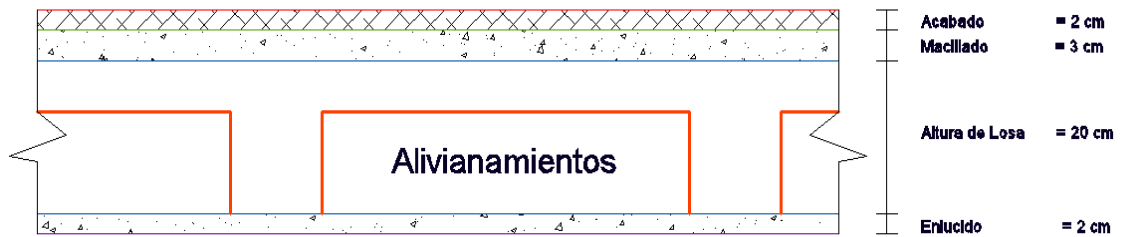
$$Ancho\ de\ nervio = 10cm$$

Gráfico 14. Distribución de alivianamientos en 1m2 de losa.



Elaborado por: Núñez Alba

Gráfico 15. Dimensiones de la losa.



Elaborado por: Núñez Alba

Tabla 10. Pesos específicos de distintos materiales de construcción.

Material	Peso específico	Unidades
Hormigón	2400	kg/m ³
Macilla	1900	kg/m ³
Madera	1600	kg/m ³
Ladrillo	1900	kg/m ³
Bloque	1200	kg/m ³
Vidrio	2600	kg/m ³

Elaborado por: Núñez Alba

Tabla 11. Pesos de los alivianamientos de acuerdo a su altura.

Altura de bloque	Peso
10 cm	8 kg
12.5 cm	9 kg
15 cm	10 kg
20 cm	12 kg

Elaborado por: Núñez Alba

$$P. \textit{Loseta de Compresion} = 1 * 1 * 0.05 * 2400 = 120kg \textit{ } ^c/m^2$$

$$P. \textit{Nervios} = 0.10 * 0.15 * 3.6 * 2400 = 129.6kg \textit{ } ^c/m^2$$

$$P. \textit{Alivinamientos} = 8 * 10 = 80kg \textit{ } ^c/m^2$$

$$P. \textit{Macilla + enlucido} = 1 * 1 * 0.05 * 1900 = 95kg \textit{ } ^c/m^2$$

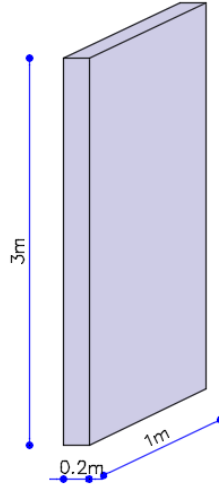
$$P. \textit{Acabados} = 1 * 1 * 0.02 * 1600 = 32kg \textit{ } ^c/m^2$$

$$P. \textit{Peso losa} = P. \textit{Loseta de Compresion} + P. \textit{Nervios} + P. \textit{Alivinamientos} \\ + P. \textit{Macilla + enlucido} + P. \textit{Acabados}$$

$$P. \textit{Peso losa} = 456.6 kg \textit{ } ^c/m^2$$

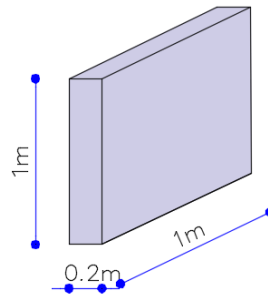
4.1.5.5.2. Peso de paredes.

Peso de pared completa.



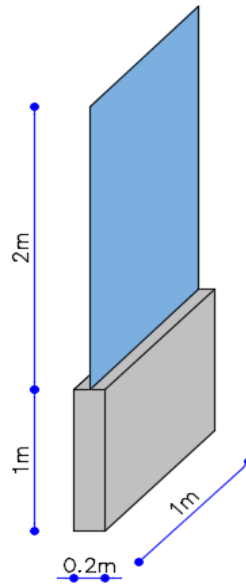
$$\begin{aligned} \text{Peso pared por cada metro} &= 1.0m * 0.20m * 3.00m * 1900 \text{ kg}/m^3 \\ &= 1140 \text{ kg } ^c/m \end{aligned}$$

Peso de pared de antepecho.



$$\begin{aligned} \text{Peso pared por cada metro} &= 1.0m * 0.20m * 1.0m * 1900 \text{ kg}/m^3 \\ &= 380 \text{ kg } ^c/m \end{aligned}$$

Peso de pared de fachada.



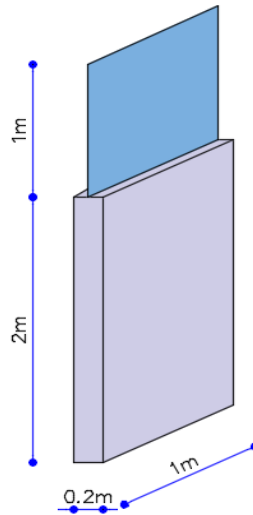
Espesor de vidrio: 6 mm

$$\text{Peso pared por cada metro} = (1.00 * 0.20 * 1 * 1900) = 380 \text{ kg } ^c/m$$

$$\text{Peso vidrio por cada metro} = (2.00 * 0.006 * 1 * 2600) = 31.2 \text{ kg } ^c/m$$

$$\text{Peso pared con ventana por cada metro} = 411.2 \text{ kg } ^c/m$$

Peso de pared de baño.



$$\text{Peso pared por cada metro} = (1 * 0.20 * 2.00 * 1900) = 760 \text{ kg } ^c/m$$

$$\text{Peso vidrio por cada metro} = (1.00 * 0.006 * 1 * 2600) = 15.6 \text{ kg } ^c/m$$

$$\text{Peso pared de baño} = 775.6 \text{ kg } ^c/m$$

Tabla 12. Resumen de los pesos de paredes calculados en la sección 4.1.5.5.2.

Tipo de pared	Peso
Pared completa de 20 cm.	1140 kg /m
Pared de antepecho.	380 kg /m
Pared de fachada.	411.2 kg /m
Pared de baño.	775.6 kg /m

Elaborado por: Núñez Alba

Tabla 13. Peso de paredes (ΔP) para cada tablero de la edificación.

Tablero	Longitud de la pared (LP)	Peso de la pared (PP)	ΔP (PPXLP)
Tablero N° 1	0	1140 kg /m	0
Tablero N° 2	3,60 m	1140 kg /m	4104 Kg
Tablero N° 3	0	1140 kg /m	0
Tablero N° 4	0	1140 kg /m	0
Tablero N° 5	0	1140 kg /m	0
Tablero N° 6	5,00 m	1140 kg /m	5700 Kg
Tablero N° 7	0	1140 kg /m	0
Tablero N° 8	0	1140 kg /m	0
Tablero N° 9	0	1140 kg /m	0

Elaborado por: Núñez Alba

4.1.5.6. Carga sísmica reactiva (W).

La carga sísmica (W) representa la carga reactiva por sismo.

Para este estudio se calculara la carga sísmica reactiva de acuerdo a la siguiente formula.

$$W=D \quad \text{(Ec. 20) Ref [18].}$$

Donde

D: Carga muerta total de la estructura.

Tabla 14. Carga sísmica reactiva para cada piso de la edificación

Tablero	Peso de la losa (PL)	Area del tablero (AT)	ΔP	Paredes sobre vigas				Carga sísmica reactiva $W=(PL \times AT) + \Delta P + PTP$ (Tn)
				Descripción	Peso c/m (PP)	Longitud (LP)	Peso total de paredes. $PTP=(PP \times LP)$	
ENTREPISO								
Tablero N° 1	456,6	26,07	0	pared de fachada	411,2	5,2	18098,24	31,60
				Pared Completa	1140	14		
Tablero N° 2	456,6	21,84	4104	Pared completa	1140	4,2	4788	16,10
Tablero N° 3	0	26	0	Pared completa	1140	15	17100	36,49
Tablero N° 4	456,6	25	0	pared de fachada	411,2	5	6616	18,03
				Pared completa	1140	4		
Tablero N° 5	456,6	21	0	Pared Completa	1140	4	4560	14,15
Tablero N° 6	456,6	25	5700	Pared de baño	775,6	2	4971,2	22,09
				Pared Completa	1140	3		
Tablero N° 7	456,6	26,07	0	Pared Completa	1140	5	7838,24	19,74
				Pared de fachada	411,2	5,2		
Tablero N° 8	456,6	21,84	0	Pared Completa	1140	14,6	16644	26,62
Tablero N° 9	456,6	26	0	Pared de fachada	411,2	10,2	4194,24	16,07
Carga sísmica reactiva.								200,88
CUBIERTA								
Area total de la cubierta por el peso de la losa.								81,22
Carga sísmica reactiva.								81,22

Elaborado por: Núñez Alba

Sumando la carga reactiva calculada para cada piso de la estructura, se obtiene una carga reactiva total de 884.74 Tn.

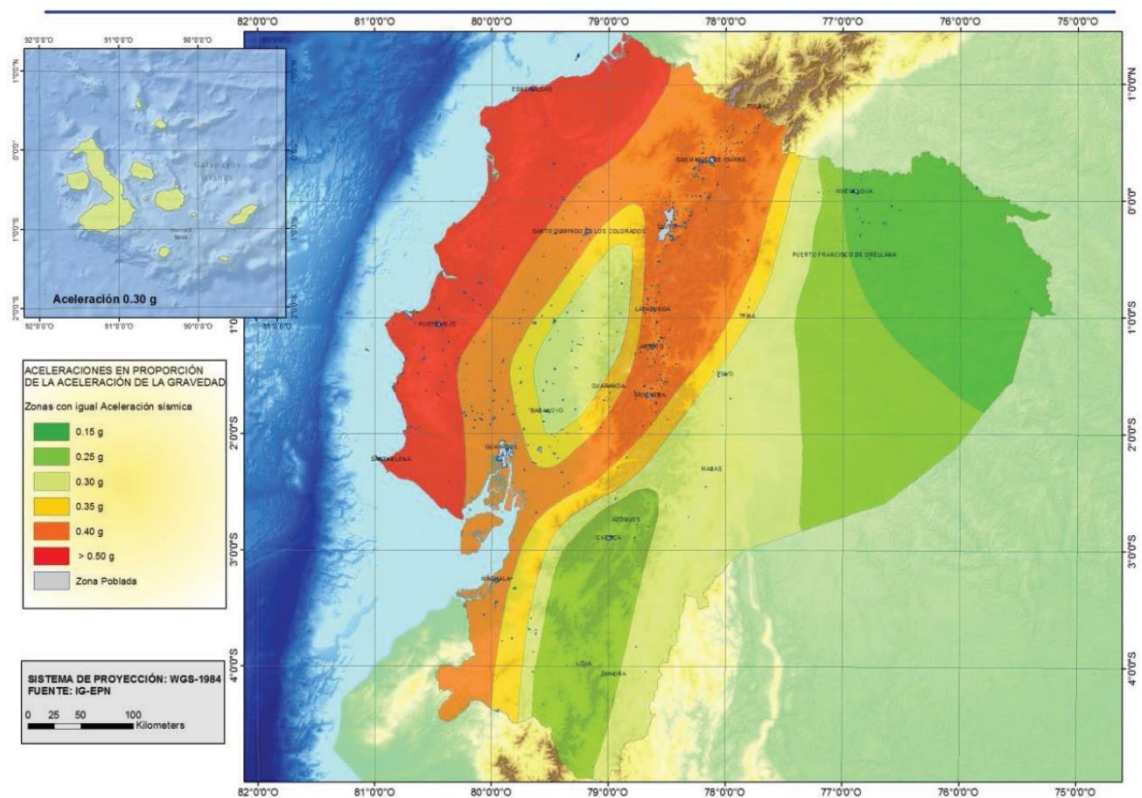
4.1.5.7.Carga sísmica.

4.1.5.7.1. Zonificación sísmica y factor de zona Z

Z representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

El sitio donde se encuentra la estructura determinara una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, caracterizada por el valor del factor de zona Z , de acuerdo al siguiente mapa.

Gráfico 16. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor de Z .



Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS-2015).

Todo el territorio ecuatoriano está catalogado como de amenaza sísmica alta, con excepción de:

- Nororiente que presenta una amenaza sísmica intermedia.
- Litoral ecuatoriano que presenta una amenaza sísmica muy alta.

Sin embargo como la edificación en estudio es de ocupación especial, el valor de Z se determinara utilizando la respectiva curva de peligro sísmico.

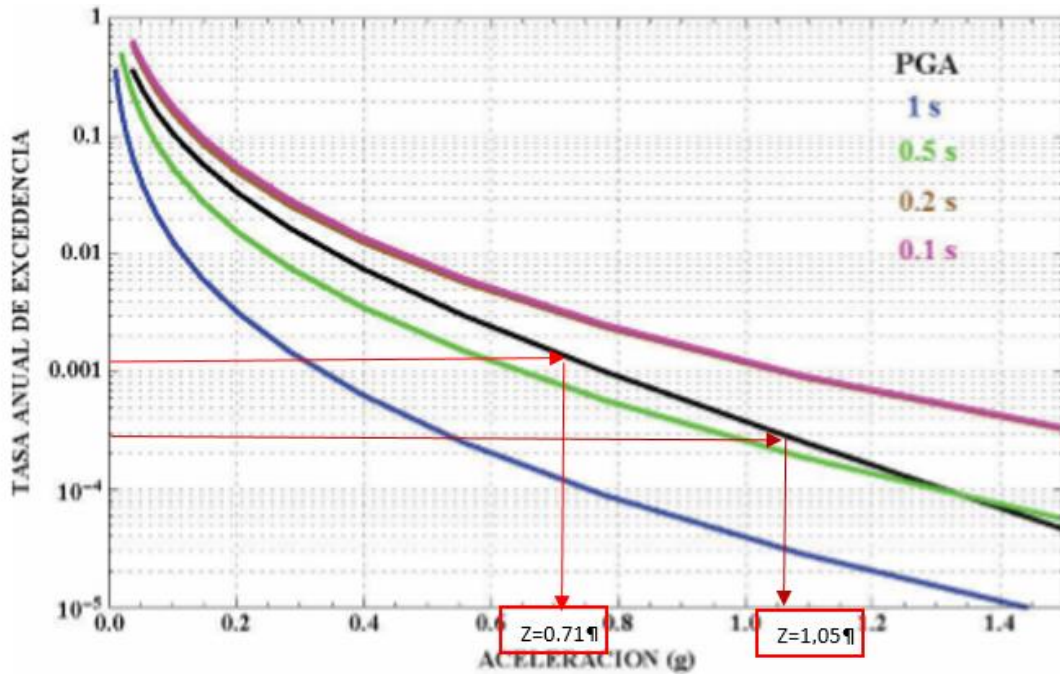
4.1.5.7.2. Curvas de peligro sísmico.

La NEC-11 propone curvas de peligro sísmico para el diseño de estructuras de ocupación especial, esenciales, puentes, obras portuarias y otras diferentes a las de edificación. Estas curvas se utilizan para aplicar a la estructura diferentes niveles de peligro sísmico con el fin de verificar el cumplimiento de diferentes niveles de desempeño. Para definir los diferentes niveles de aceleración sísmica esperada en roca en la ciudad donde se construirá dicho tipo de edificaciones, la NEC-11 presenta un grupo de figuras que contienen las curvas de peligro sísmico probabilista para cada capital de provincia del Ecuador, en estas curvas se relaciona el valor de aceleración sísmica esperada en roca (PGA) con un nivel de probabilidad anual de excedencia. El periodo de retorno correspondiente es el inverso de la probabilidad anual de excedencia. Se incluye además las curvas de aceleraciones máximas espectrales para periodos estructurales de 0.1, 0.2, 0.5 y 1.0 segundos.

La edificación se encuentra en el Cantón Pedernales de la provincia de Manabí, por lo tanto se utilizaran las curvas de peligro sísmico de su capital Portoviejo.

En este trabajo se ha obtenido el factor Z para un periodo de retorno de 475 años y para un periodo de retorno de 2500 años, el primer paso fue obtener la inversa de estos valores que son 0,001 y 0,0004 respectivamente, finalmente estos valores fueron relacionados para un periodo de 0,2seg (línea de color negro) como se muestra en el grafico 17.

Gráfico 17. Curvas de peligro sísmico de Portoviejo.



Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS-2015).

Se debe determinar el factor Z para un periodo de retorno de 475 años y de 2500 años como se muestra en el gráfico 17.

4.1.5.7.3. Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs.

Para este estudio tomaremos un perfil de suelo tipo D.

- **Fa: Coeficiente de amplificación del suelo en zona de periodo corto.**

Tabla 15. Coeficiente de amplificación del suelo Fa, que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio.

Tipo de perfil del subsuelo.	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1	0.85

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS-2015).

- **Fd: Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.**

Tabla 16. Valores del coeficiente Fd que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

Tipo de perfil del subsuelo.	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS-2015).

- **Fs: Comportamiento no lineal de los suelos.**

Tabla 17. Coeficiente Fs, que considera el comportamiento no lineal de los suelos.

Tipo de perfil del subsuelo.	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS-2015).

4.1.5.7.4. Periodo límite de vibración (Tc).

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (\text{Ec. 21}) \text{ Ref [18].}$$

$$T_c = 0.55 * 1.40 \frac{1.11}{1.12}$$

$$T_c = 0.763$$

4.1.5.7.5. Periodo de vibración de la estructura (T).

Tabla 18. Coeficiente que depende del tipo de edificio.

Tipo de estructura	Ct	α
Pórticos especiales de hormigón armado.		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras.	0.055	0.9

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS-2015).

$$T = Ct * hn^{\alpha} \quad (\text{Ec. 22}) \text{ Ref [18].}$$

$$T = 0.055 * 15^{0.9}$$

$$T = 0.629$$

4.1.5.7.6. Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (Sa).

$$Sa = \eta Z Fa \quad \text{Para } T \leq Tc \quad (\text{Ec. 23}) \text{ Ref [18].}$$

$$Sa = \eta Z Fa \left(\frac{Tc}{T}\right)^r \quad \text{Para } T > Tc \quad (\text{Ec. 24}) \text{ Ref [18].}$$

Donde

η : Razón entre la aceleración espectral Sa ($T=0.1$ s) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado.

$\eta=1.80$: Provincias de la costa (Excepto Esmeraldas).

$\eta=2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.

$\eta=2.60$: Provincias del Oriente.

r : Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.

$r=1$ Para todos los suelos con excepción del tipo E.

$r= 1.5$ Para tipo de suelo E.

Sa: Espectro de respuesta elástico de aceleraciones.

T: Periodo fundamental de vibración de la estructura.

Tc: Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Z: Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño.

Como en este caso $T < T_c$

$$S_a = \eta Z F a \quad (\text{Ec. 25}) \text{ Ref [18].}$$

$$S_a = 1.80 * 0.71 * 1.12$$

$$S_a = 1.43$$

4.1.5.7.7. Cortante basal de diseño (V).

El cortante basal total de diseño V, a nivel de cargas últimas, aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará mediante la siguiente expresión.

$$V = \frac{I S_a(T_a)}{R \phi_P \phi_E} * W \quad (\text{Ec. 26}) \text{ Ref [18].}$$

Donde

Sa (Ta): Espectro de diseño en aceleración.

ϕ_P y ϕ_E : Coeficientes de configuración en planta y elevación.

I: Coeficiente de importancia.

R: Factor de reducción de resistencia sísmica.

V: Cortante basal total de diseño.

W: Carga sísmica reactiva.

4.1.5.7.8. Factor de importancia I.

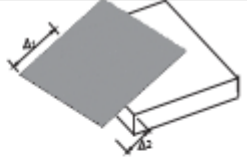
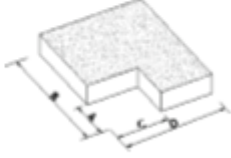
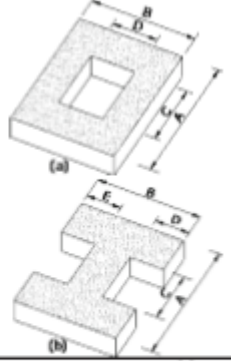
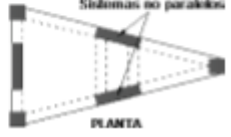
De acuerdo con la norma NEC 2015, cuando las fuerzas son determinadas a partir de las curvas de peligro sísmico como en este caso, dichas fuerzas no requieren ser modificadas por un factor de importancia I.

4.1.5.7.9. Regularidad/ Configuración estructural.

Coeficiente de regularidad en planta ϕ_P .

El coeficiente de regularidad en planta ϕ_P se estimara a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en cada una de las plantas de la estructura.

Tabla 19. Coeficientes de irregularidad en planta.

<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{T1}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$ Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{T2}=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$ La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{T3}=0.9$ a) $C \times D > 0.5A \times B$ b) $[C \times D + C \times E] > 0.5A \times B$ La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_{T4}=0.9$ La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS-2015).

Se utilizara la siguiente expresión:

$$\phi_P = \phi_{PA} \times \phi_{PB} \quad (\text{Ec. 27}) \text{ Ref [18].}$$

Donde

ϕ_P : Coeficiente de regularidad en planta.

ϕ_{PA} : Mínimo valor ϕ_{Pi} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1, 2 y 3.

ϕ_{PB} : Mínimo valor ϕ_{Pi} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 4.

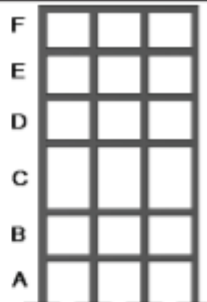
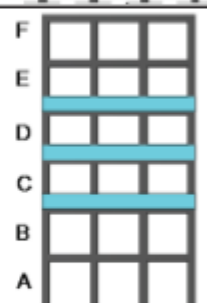
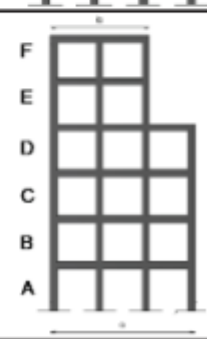
ϕ_{Pi} : Coeficiente de configuración en planta.

Para la estructura de este estudio utilizaremos un $\phi_P = 0.9$ ya que existe una irregularidad tipo 3 debido a los volados excesivos.

Coeficiente de regularidad en elevación ϕ_E .

El coeficiente de regularidad en elevación ϕ_E se estimara a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en cada una de las plantas de la estructura.

Tabla 20. Coeficientes de irregularidad en elevación.

<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_{E1}=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D Rigidez $< 0.80 \frac{(K_{D1} + K_{D2} + K_{D3})}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_{E2}=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_{E3}=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS-2015).

Se utilizara la siguiente expresión:

$$\phi_E = \phi_{EA} \times \phi_{EB}$$

(Ec. 28) Ref [18].

Donde

ϕ_E : Coeficiente de regularidad en planta.

ϕ_{EA} : Mínimo valor ϕ_{Ei} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1; ϕ_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 1.

ϕ_{EB} : Mínimo valor ϕ_{Ei} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1; ϕ_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 2 y 3.

ϕ_{Pi} : Coeficiente de configuración en elevación.

Para la estructura de este estudio utilizaremos un $\phi_E = 1$ ya que no existe ningún tipo de irregularidad en planta.

4.1.5.7.10. Coeficiente R.

Tabla 21. Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.

Sistemas estructurales dúctiles.	R
Porticos resistentes a momentos.	
Pórticos especiales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS-2015).

$$V = \frac{ISa(Ta)}{R\phi_P\phi_E} * W \quad (\text{Ec. 29) Ref [18].}$$

$$V = \frac{1 * 1.43}{8 * 0.9 * 1} * W$$

$$V = 0.1986 * W$$

4.1.5.7.11. Calculo del espectro de acuerdo a la NEC 2015.

Tabla 22. Calculo del coeficiente sísmico de acuerdo a la norma NEC 2015

ESPECTRO DE DISEÑO NEC-SE-DS		
Zona Sismica Z	0,71	NEC-SE-DS 3.1.1
Importancia I	1	NEC-SE-DS 4.1
Respuesta Estructural R	8	NEC-SE-DS 6.3.4
Config. Planta ØP	0,9	NEC-SE-DS 5.2.3
Config. Elevación ØE	1	NEC-SE-DS 5.2.3
Altura Edificio hn(m)	15	NEC-SE-DS 6.3.3a
Estructura	H A SIN MUROS	NEC-SE-DS 6.3.3a
Tipo de Suelo	D	NEC-SE-DS 3.2.1
Amplifi. Espectral η	1,8	NEC-SE-DS 3.3.1
Fa	1,12	NEC-SE-DS 3.2.2a
Fd	1,11	NEC-SE-DS 3.2.2b
Fs	1,4	NEC-SE-DS 3.2.2c
Ct	0,055	NEC-SE-DS 6.3.3a
α	0,9	NEC-SE-DS 6.3.3a
P. Fundamental T(s)	0,629	NEC-SE-DS 6.3.3a
To	0,139	NEC-SE-DS 3.3.1
Tc(s)	0,763	NEC-SE-DS 3.3.1
r	1	NEC-SE-DS 3.3.1
Sa	1,431	NEC-SE-DS 3.3.1
Coef. Sismico C(g)	0,199	NEC-SE-DS 6.3.2
K	1,065	NEC-SE-DS 6.3.5

Elaborado por: Núñez Alba.

Tabla 23. Cálculo del espectro para un periodo de retorno de 475 años (Probabilidad anual de excedencia 0.00211) de acuerdo a la NEC 2015.

ACELERACIÓN ESPECTRAL		
Para un periodo de retorno de 475 años (Probabilidad anual de excedencia 0.00211)		
PERIODO T(s)	ESPECTRO ELÁSTICO	ESPECTRO INELÁSTICO
0	1,4314	0,1988
0,2	1,4314	0,1988
0,4	1,4314	0,1988
0,6	1,4314	0,1988
0,8	1,3654	0,1896
1	1,0923	0,1517
1,2	0,9103	0,1264
1,4	0,7802	0,1084
1,6	0,6827	0,0948
1,8	0,6068	0,0843
2	0,5462	0,0759
2,2	0,4965	0,0690
2,4	0,4551	0,0632
2,6	0,4201	0,0583
2,8	0,3901	0,0542
3	0,3641	0,0506
3,2	0,3413	0,0474
3,4	0,3213	0,0446
3,6	0,3034	0,0421
3,8	0,2874	0,0399
4	0,2731	0,0379
4,2	0,2601	0,0361
4,4	0,2483	0,0345
4,6	0,2375	0,0330
4,8	0,2276	0,0316
5	0,2185	0,0303

Elaborado por: Núñez Alba.

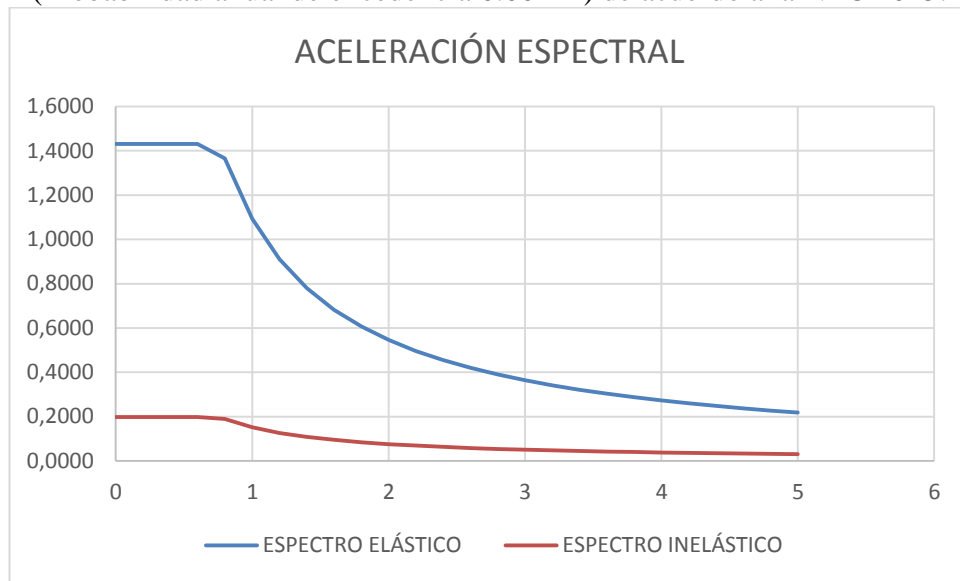
Para el análisis modal espectral (diseño) se ha utilizado el espectro inelástico de acuerdo a la norma NEC 2015, pero para la verificación del desempeño de la estructura se utilizan los espectros elásticos para un periodo de retorno de 475 años (Probabilidad anual de excedencia 0.00211) y para un periodo de retorno de 2500 años (Probabilidad anual de excedencia 0.0004).

Tabla 24. Cálculo del espectro para un periodo de retorno de 2500 años (Probabilidad anual de excedencia 0.0004) de acuerdo a la NEC 2015.

ACELERACIÓN ESPECTRAL	
Para un periodo de retorno de 2500 años (Probabilidad anual de excedencia 0.0004).	
PERIODO T(s)	ESPECTRO ELÁSTICO $S_a = \eta Z F_a$ $(T_c/T)^r$
0	2,1168
0,2	2,1168
0,4	2,1168
0,6	2,1168
0,8	2,0192
1	1,6154
1,2	1,3462
1,4	1,1538
1,6	1,0096
1,8	0,8974
2	0,8077
2,2	0,7343
2,4	0,6731
2,6	0,6213
2,8	0,5769
3	0,5385
3,2	0,5048
3,4	0,4751
3,6	0,4487
3,8	0,4251
4	0,4038
4,2	0,3846
4,4	0,3671
4,6	0,3512
4,8	0,3365
5	0,3231

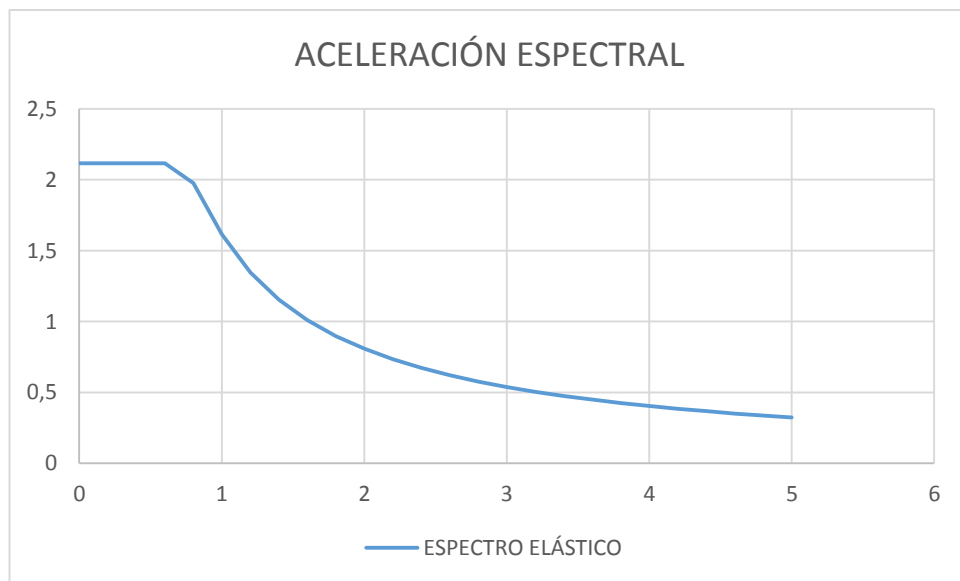
Elaborado por: Núñez Alba.

Gráfico 18. Espectro elástico e inelástico para un periodo de retorno de 475 años (Probabilidad anual de excedencia 0.00211) de acuerdo a la NEC 2015.



Elaborado por: Núñez Alba.

Gráfico 19. Espectro elástico e inelástico para un periodo de retorno de 2500 años (Probabilidad anual de excedencia 0.0004) de acuerdo a la NEC 2015.



Elaborado por: Núñez Alba.

4.1.5.7.12. Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales.

4.1.5.7.12.1. Cálculo del cortante basal (V).

Para el cálculo de las fuerzas sísmicas laterales es necesario calcular el cortante basal con la siguiente expresión, cabe recalcar que el coeficiente de cortante basal ya fue calculado en la sección anterior sin embargo es necesario multiplicarlo por la carga sísmica reactiva de la estructura.

$$V = \frac{ISa(Ta)}{R\phi P\phi E} * W \quad (\text{Ec. 30}) \text{ Ref [18].}$$

Donde

Sa (Ta): Espectro de diseño en aceleración.

ϕP y ϕE : Coeficientes de configuración en planta y elevación.

I: Coeficiente de importancia.

R: Factor de reducción de resistencia sísmica.

V: Cortante basal total de diseño.

W: Carga sísmica reactiva, (calculada previamente en la sección 4.1.5.6)

$$V = 0,258 * W$$

$$V = 0,199 * 884,74$$

$$V = 176,06$$

4.1.5.7.12.2. Cálculo de las fuerzas sísmicas laterales.

De acuerdo a la norma NEC 2015, las fuerzas laterales totales de cálculo deben ser distribuidas en la altura de la estructura, utilizando la siguiente expresión.

$$F_x = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} V \quad (\text{Ec. 31}) \text{ Ref [18].}$$

Donde:

V: Cortante total en la base de la estructura.

V_x : Cortante total en el piso x de la estructura.

F_i : Fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura.

F_x : Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura.

n: Número de pisos de la estructura.

W_x : Peso asignado al nivel x de la estructura (Siendo una fracción de la carga total reactiva W)

Wi: Peso asignado al nivel i de la estructura (Siendo una fracción de la carga total reactiva W)

hx: Altura del piso x de la estructura.

hi: Altura del piso i de la estructura.

k: Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura.

Determinación de k.

Para valores de $T \leq 0.5s$, $k=1.0$

Para valores de $0.5s < T \leq 2.5s$, $k = 0.75 + 0.50 T$

Para valores de $T > 2.5$, $k = 2.0$

En la siguiente tabla se presenta el resumen del cálculo de las fuerzas horizontales Fx, de acuerdo a las especificaciones del NEC 2015.

Tabla 25. Tabla de resumen fuerzas laterales en la dirección X, según – NEC 2015.

Pisos	Nivel hi (m)	Carga sísmica reactiva		Wi xhi (Tn-m)	FX (Tn)
			Wi (Tn)		
Cubierta	15		81,22	1218,3	35,31
5	12		200,88	2410,56	68,85
4	9		200,88	1807,92	50,68
3	6		200,88	1205,28	32,91
2	3		200,88	602,64	15,73
Sumatoria			884,74	7244,7	203,47

Elaborado por. Núñez Alba.

Tabla 26. Tabla de resumen fuerzas laterales en la dirección Y, según – NEC 2015.

Pisos	Nivel hi (m)	Carga sísmica reactiva		Wi xhi (Tn-m)	FY (Tn)
			Wi (Tn)		
Cubierta	15		81,22	1218,3	35,31
5	12		200,88	2410,56	68,85
4	9		200,88	1807,92	50,68
3	6		200,88	1205,28	32,91
2	3		200,88	602,64	15,73
Sumatoria			884,74	7244,7	203,47

Elaborado por. Núñez Alba.

4.2. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS.

4.2.1. Análisis estructural y verificación de parámetros admisibles de acuerdo a NEC 2015.

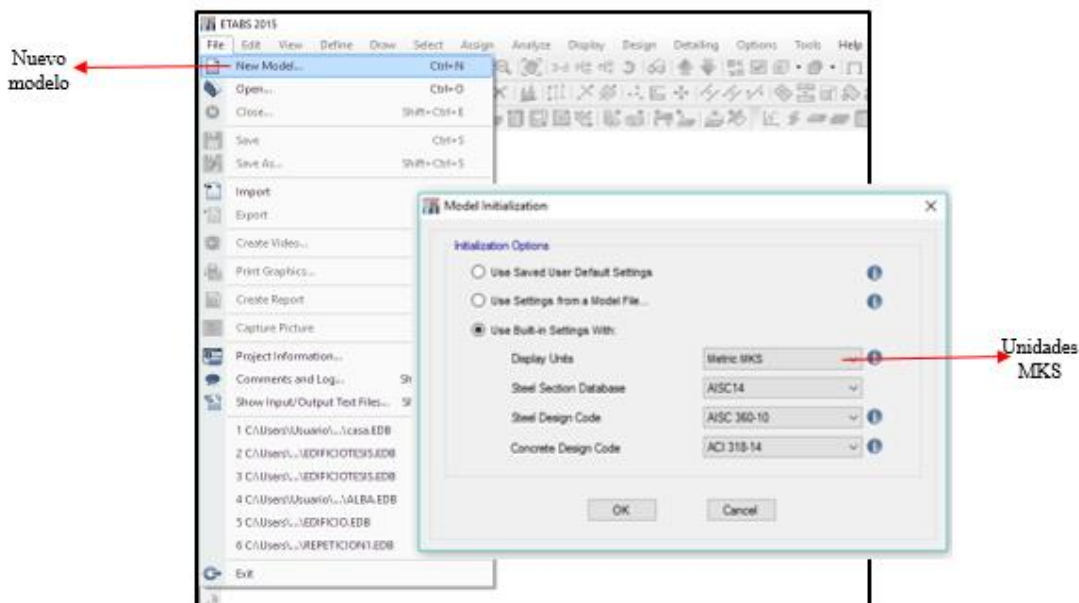
4.2.1.1. Diseño estructural de acuerdo a NEC 2015, utilizando el método de análisis Modal Espectral.

4.2.1.1.1. Modelación

4.2.1.1.1.1. Creación de un nuevo modelo y definición de las unidades de trabajo.

Al abrir el software ETABS 2015, es necesario crear un nuevo modelo para empezar a modelar el edificio en estudio, por lo tanto procedemos a seleccionar la opción **File / New Model**, como se muestra en el **gráfico 20**, e inmediatamente se despliega una ventana en donde se deben seleccionar las unidades en las que se van a trabajar durante todo el modelado de la estructura.

Gráfico 20. Proceso para crear un nuevo modelo.

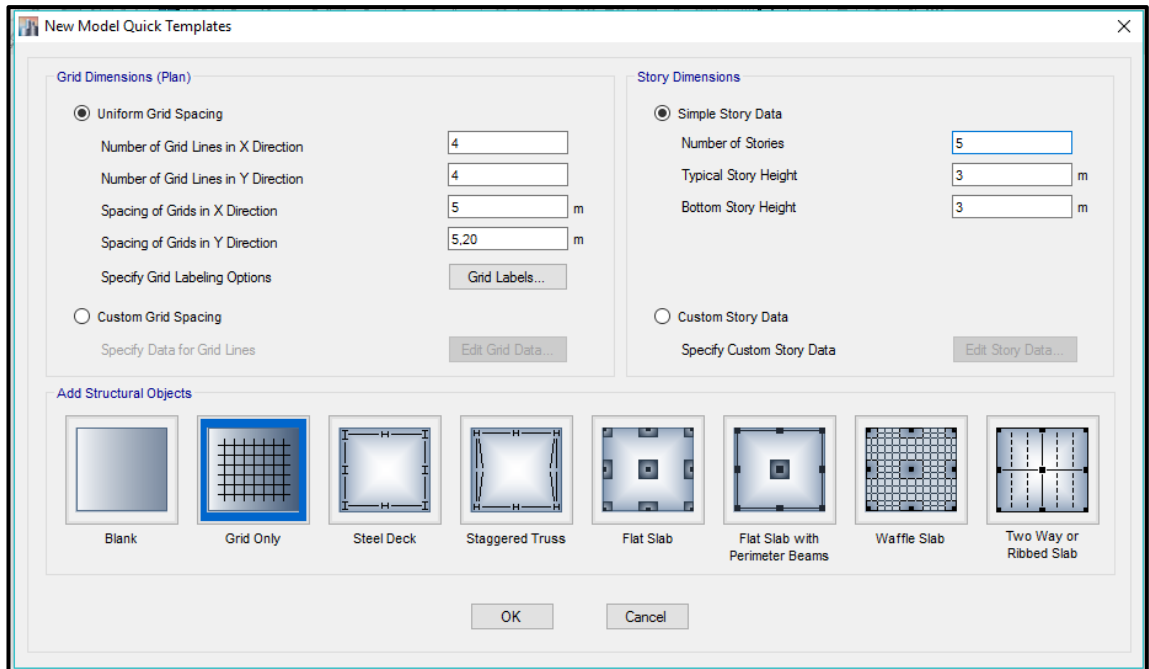


Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

Una vez que se han seleccionado las unidades de trabajo, al dar click en la **opción ok**, se despliega una ventana como la del **grafico 21**, en donde es necesario definir la grilla para modelar el edificio en estudio.

La edificación que se va a modelar tiene 4 ejes en el sentido Y y 4 en el sentido X, es una edificación de 5 pisos con una altura de entrepiso de 3m.

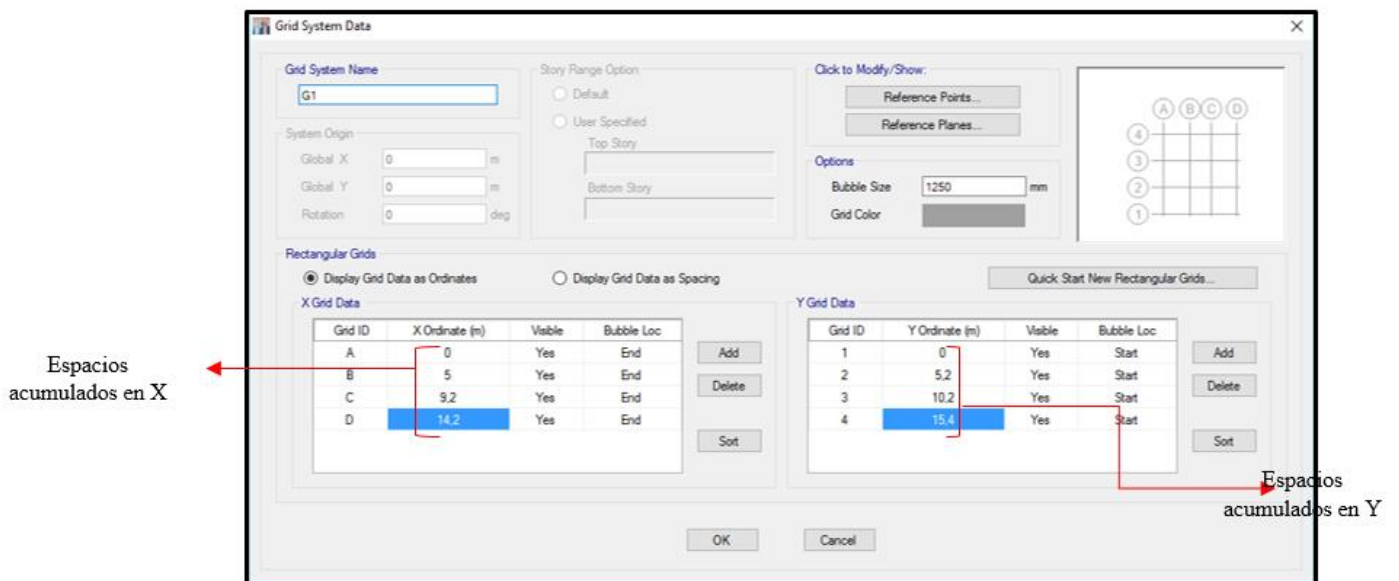
Gráfico 21. Proceso para crear la grilla.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

Luego de ingresar todos los datos para crear la grilla, según los planos arquitectónicos del edificio, es necesario editar la misma, en la opción **Edit Grid Data**, se desplegará una ventana como la del **gráfico 22**, en donde se ubicaran los valores de espaciamiento en el sentido X y Y.

Gráfico 22. Ventana para definir los espaciamientos de la grilla en el software ETABS.

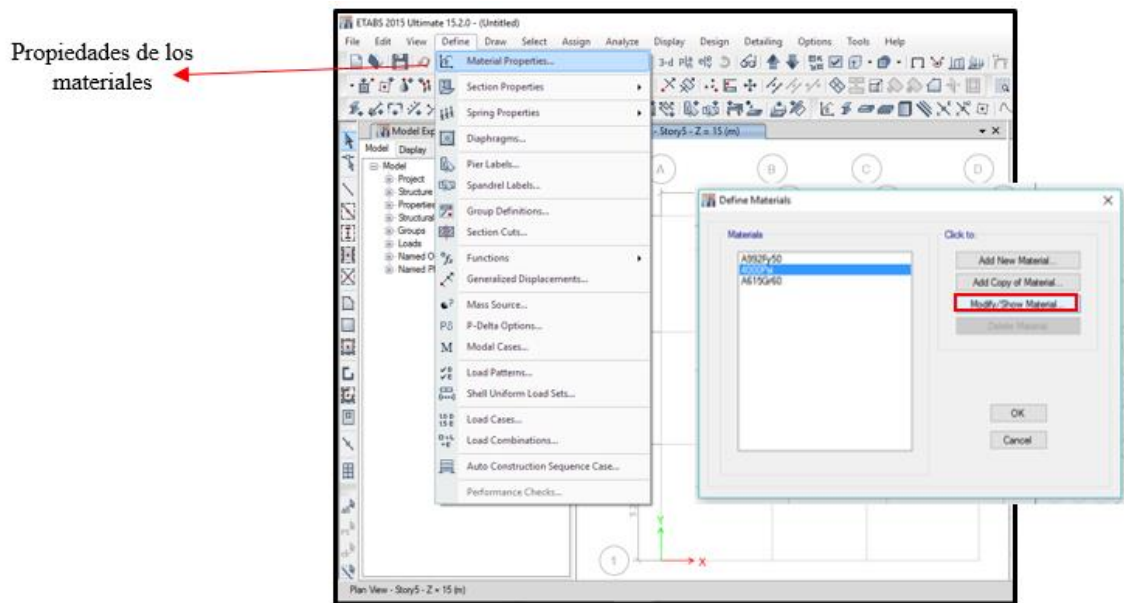


Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

4.2.1.1.1.2. Definición de las propiedades de los materiales.

Para modelar la estructura es necesario definir las propiedades de los materiales con los que se va a trabajar, para lo que se procede como se indica en el **grafico 23**, dar click en la opción **Define /Material properties** e inmediatamente se despliega una ventana en donde se selecciona la opción **Add new material** para crear el material.

Gráfico 23. Ventana para definir los espaciamientos de la grilla en el software ETABS.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

Para el hormigón estructural se definirán las siguientes propiedades, para el módulo de elasticidad se aplica lo descrito en la norma NEC-11.

- **Modulo de Elasticidad (E).**-El módulo de elasticidad para el hormigón ,E (GPa), se puede calcular como la raíz cubica del módulo de elasticidad del agregado E_a (GPa), por la raíz cuadrada de la resistencia a la compresión del hormigón f'_c (MPa) y por el factor 1.15,asi:

Tabla 27. Módulos de Elasticidad de agregados, Ea.

Tipo	Procedencia	Ea (GPa)
Caliza (Fmc. San Eduardo)	Guayaquil – Guayas	67.9
Chert (Fmc. Guayaquil)	Guayaquil – Guayas	15.8
Diabasa (Fmc. Piñón)	Chivería – Guayas	89.3
Tonalita	Pascuales – Guayas	74.9
Basalto (Fmc. Piñón)	Picoazá – Manabí	52.5
Basalto	Piño – Pichincha	27.2
Ignea (Andesitas, basaltos, Granodioritas)	Río Jubones – El Oro	110.5
Volcánica	La Península – Tungurahua	17.5

Fuente: NEC-11 (Capítulo 1).

$$E = 1.15 * \sqrt[3]{Ea * \sqrt{f'c}} \quad (\text{Ec. 32}) \text{ Ref [20].}$$

$$E = 1.15 * \sqrt[3]{52.5 * \sqrt{24}}$$

$$E = 21,0955 \text{ GPa}$$

$$E = 2151,1933 \text{ Kgf/mm}^2$$

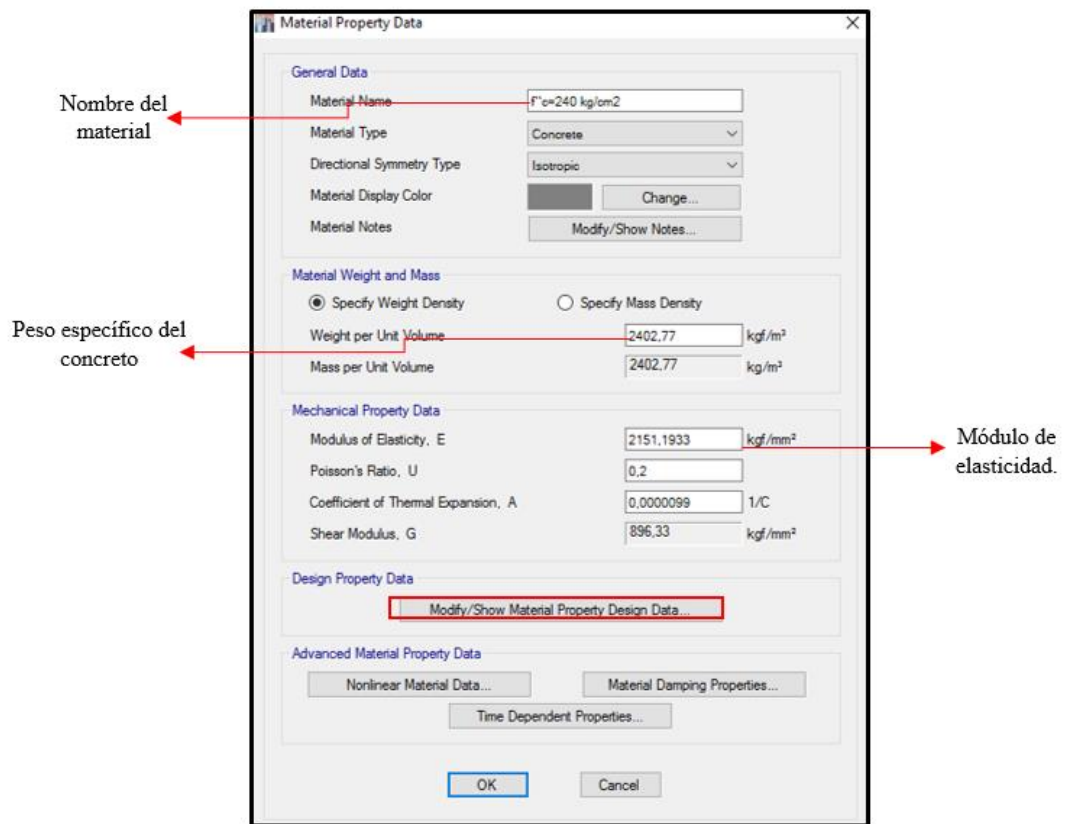
Esta ecuación provee una mejor estimación de E para los materiales del Ecuador.

- **El Coeficiente de Poisson (v).**- relaciona la deformación longitudinal y la deformación transversal. Para el coeficiente de Poisson relativo a las deformaciones elásticas bajo tensiones normales de utilización, se tomará un valor medio igual a 0,20
- **El coeficiente de expansión térmica.**- este valor se tomara por defecto ya que en nuestro medio no se hace este tipo de ensayo.
- **El módulo de corte (G).**- para la mayoría de los materiales, como los materiales isótropos, guarda una relación fija con el módulo de elasticidad longitudinal y el coeficiente de Poisson:

$$G = \frac{E}{2 * (1 + \nu)} \quad (\text{Ec. 33}) \text{ Ref [20].}$$

El programa ETABS realiza esta relación y nos presenta automáticamente el valor, en este caso de 896,33 kgf/mm².

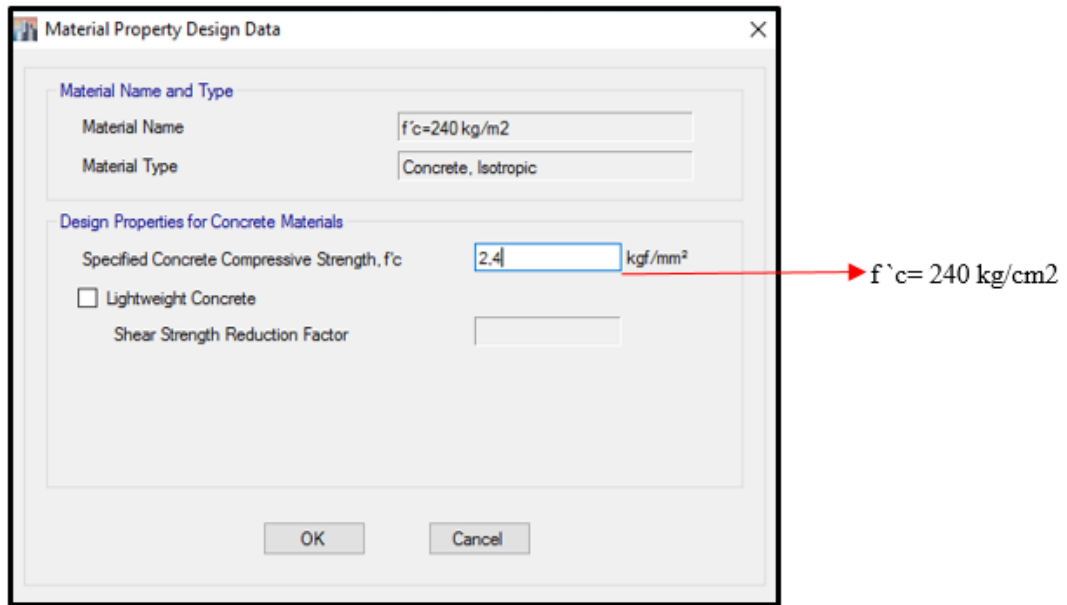
Gráfico 24. Definición de las propiedades de los materiales en el software ETABS 2015.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

Además en la opción **Modify/Show Material Property Design Data**, se debe ingresar el valor de $f'c$ del hormigón como se muestra a continuación en el **gráfico 25**.

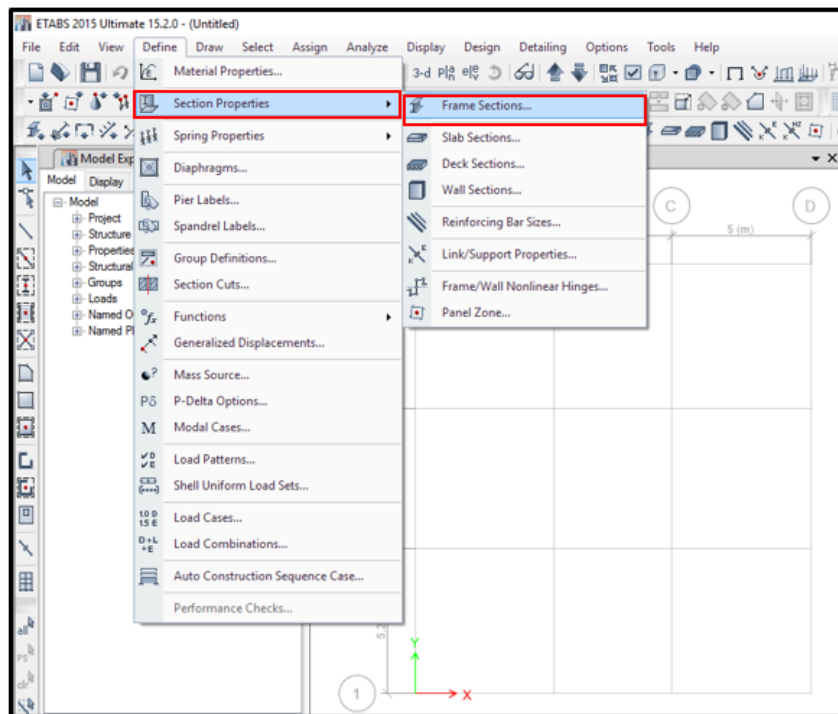
Gráfico 25. Propiedades del hormigón, resistencia a la compresión del concreto $f^`c$.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

4.2.1.1.3. Definición de las secciones de los elementos estructurales.

Gráfico 26. Proceso para definir las secciones de los elementos estructurales.

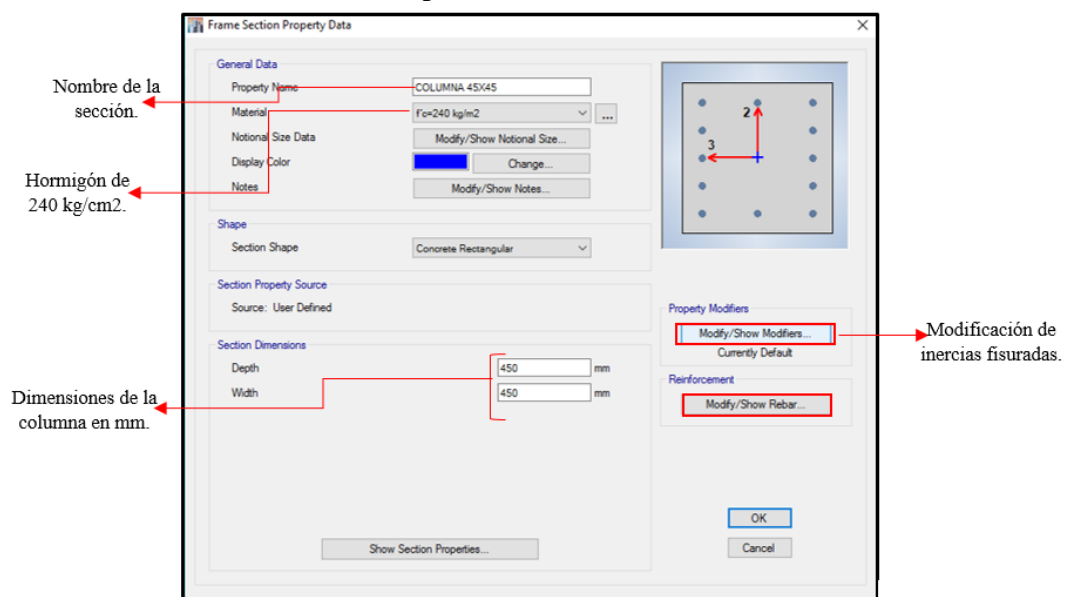


Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

Para definir las secciones de los elementos estructurales, seleccionar la opción **Define/Seccion properties /Frame sections**, luego se despliega una ventana en donde se selecciona la opción **Add new Property** y finalmente se despliega una lista de opciones con las formas de las secciones existentes, en la cual se selecciona la opción **concrete rectangular** y se desplegara una ventana como la del **gráfico 27**.

- **Columna de 45 cm x 45 cm.**

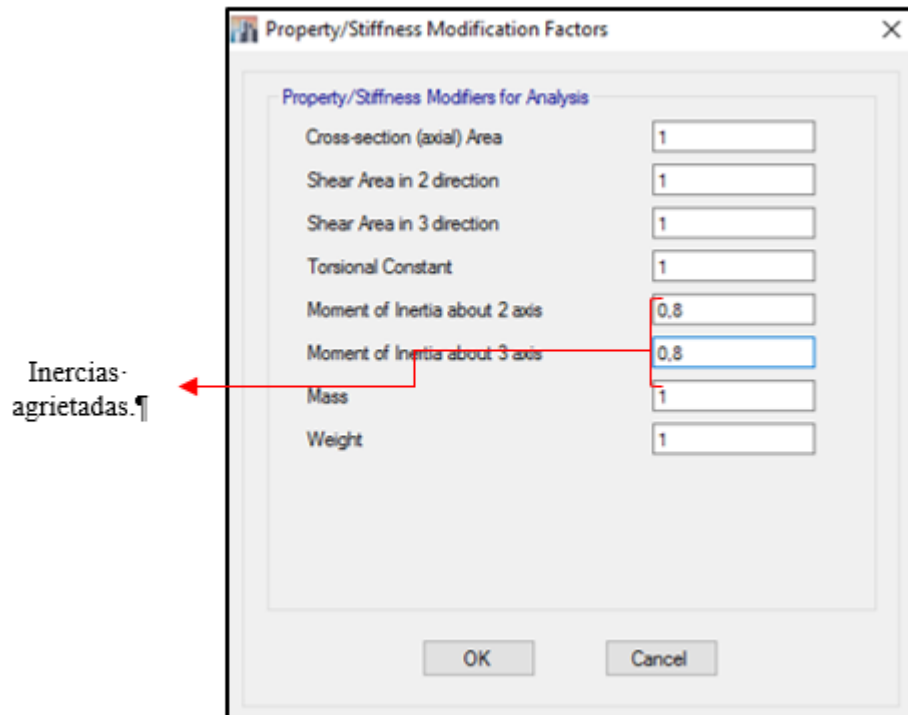
Gráfico 27. Proceso para definir las columnas de 45 x 45.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

En el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales por lo tanto se procede a modificar de acuerdo a la norma NEC 2015, seleccionando la opción **Modify/Show Modifiers**.

Gráfico 28 . Inercias agrietadas de las columnas según la norma NEC 2015.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

Dando click en la opción **Modify/ Show rebar** se despliega una ventana en donde se ingresan los detalles acerca del acero de refuerzo de las columnas, como se muestra en el **gráfico 29**.

Según la norma NEC 2015 para el correcto desempeño de la columna, la cuantía de acero debe estar entre el 1% y el 3%.

$$A_s = 8\emptyset 18\text{mm} = 20,36 \text{ cm}^2$$

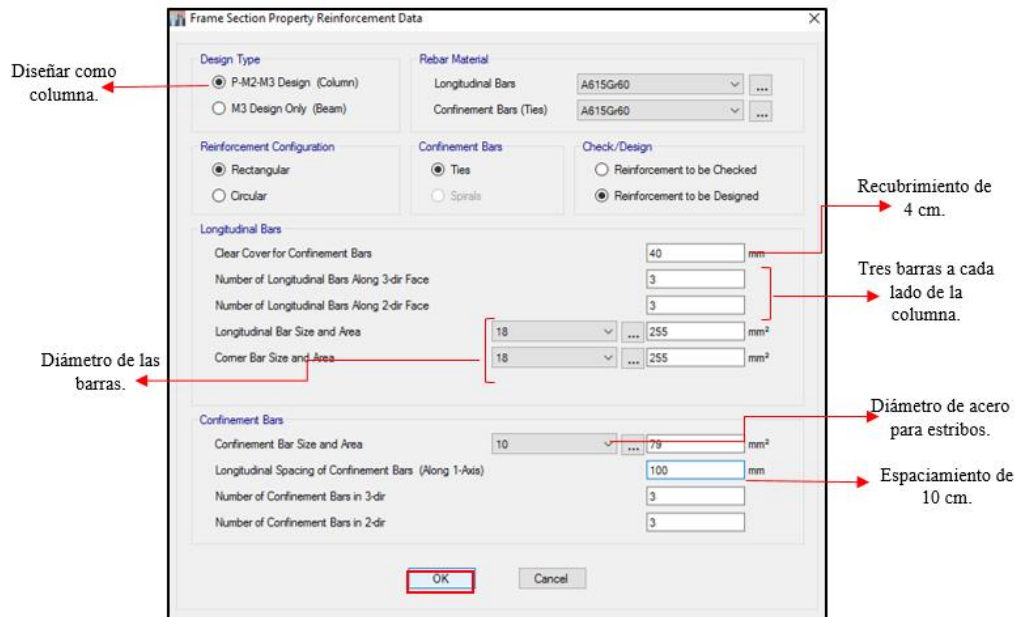
$$\rho = \frac{A_s}{b * d} \quad (\text{Ec. 34}) \text{ Ref [18].}$$

$$\rho = \frac{20,36 \text{ cm}^2}{45 \text{ cm} * 45 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0.01 = 1\%$$

La cuantía de acero está dentro del rango, por lo tanto, es correcto y se deben ingresar estos valores como se muestra en el siguiente gráfico.

Gráfico 29. Ingreso de áreas de acero para las columnas en el software.

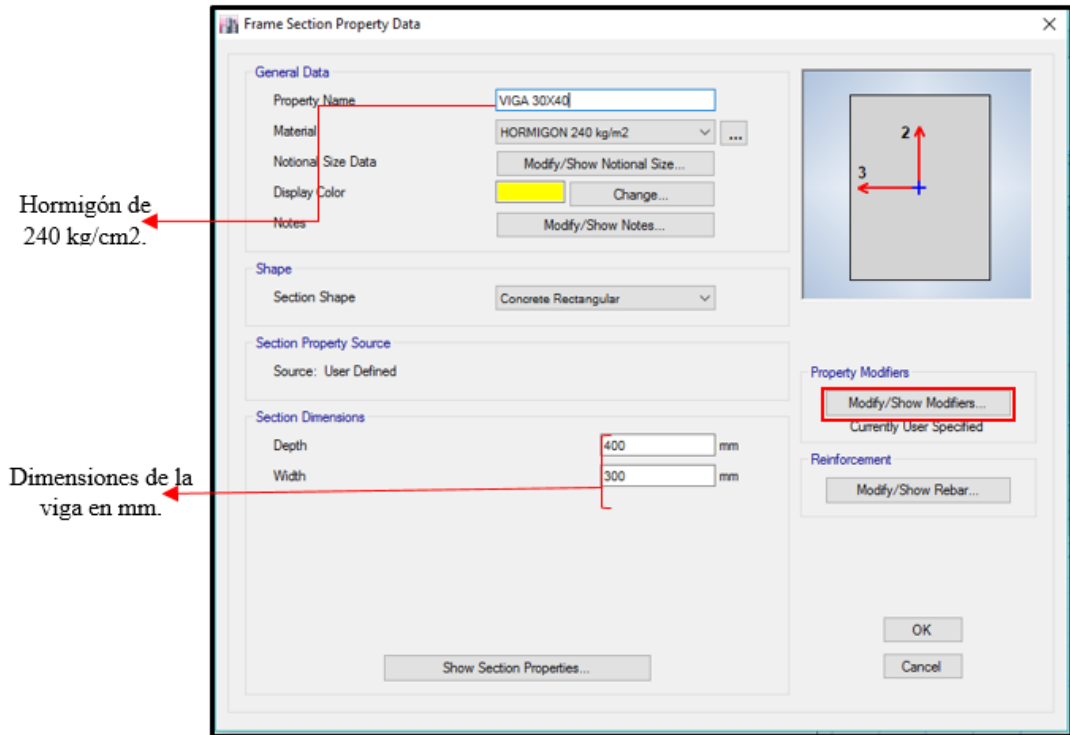


Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

- **Viga de 30cm x 40cm.**

Para definir la sección de las vigas se sigue el mismo procedimiento que el de las columnas, como se muestra en el **gráfico 30**.

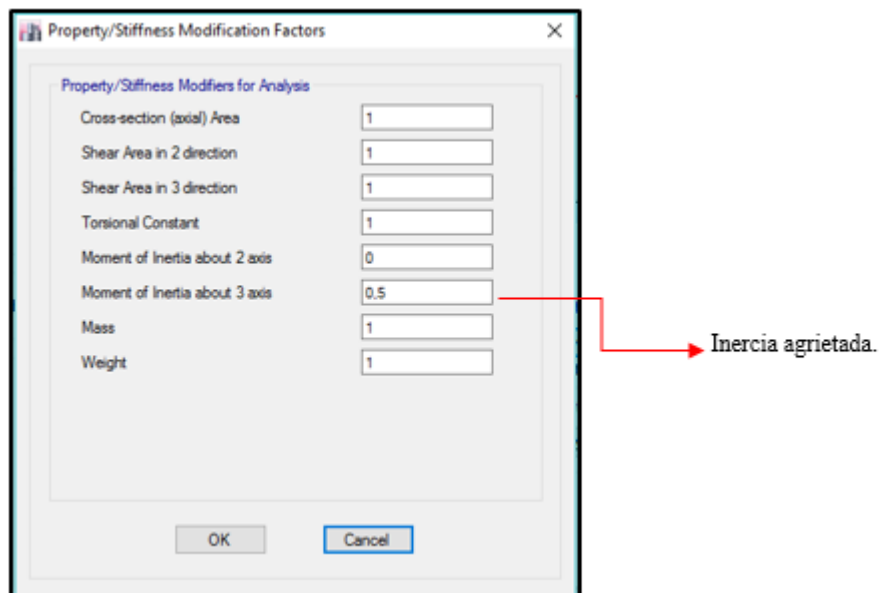
Gráfico 30. Definición de la sección de las columnas de 30 x 40 en el software ETABS.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

Las inercias fisuradas de las vigas de acuerdo con la norma NEC 2015, son de 0,5.

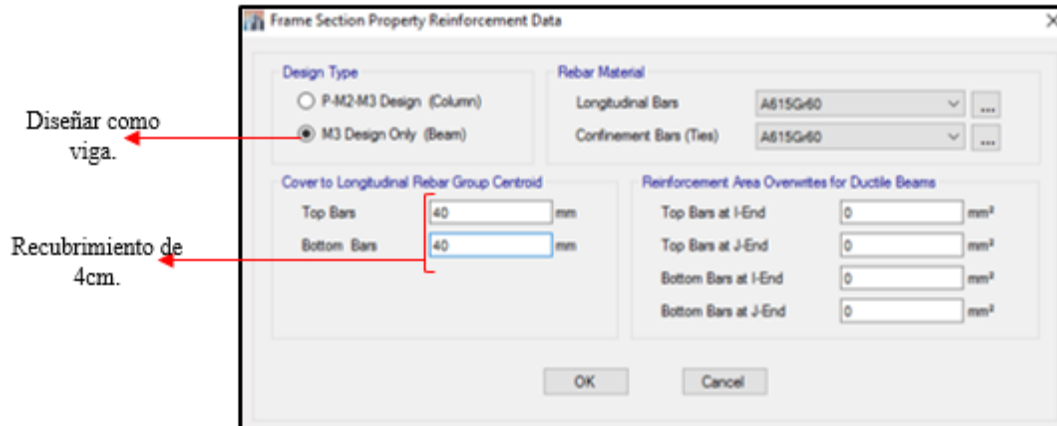
Gráfico 31. Inercias agrietadas de las vigas según la norma NEC 2015.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

Para las vigas se utilizara un recubrimiento de 4 cm como se muestra en el siguiente gráfico.

Gráfico 32. Propiedades del refuerzo de las vigas.

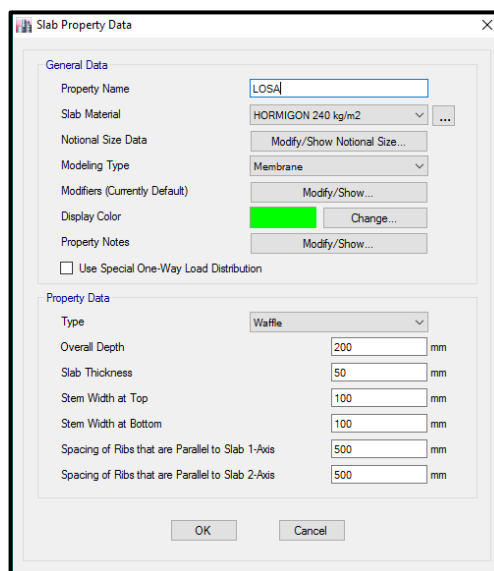


Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

- **Definir la dimensión de la losa.**

Para definir la losa alivianada de la estructura, seleccionar la opción **Define/Section properties/ slab sections**, y se procede a crear una nueva propiedad, en donde se ingresan los datos como se indica en el **gráfico 33**.

Gráfico 33. Definición de la losa.

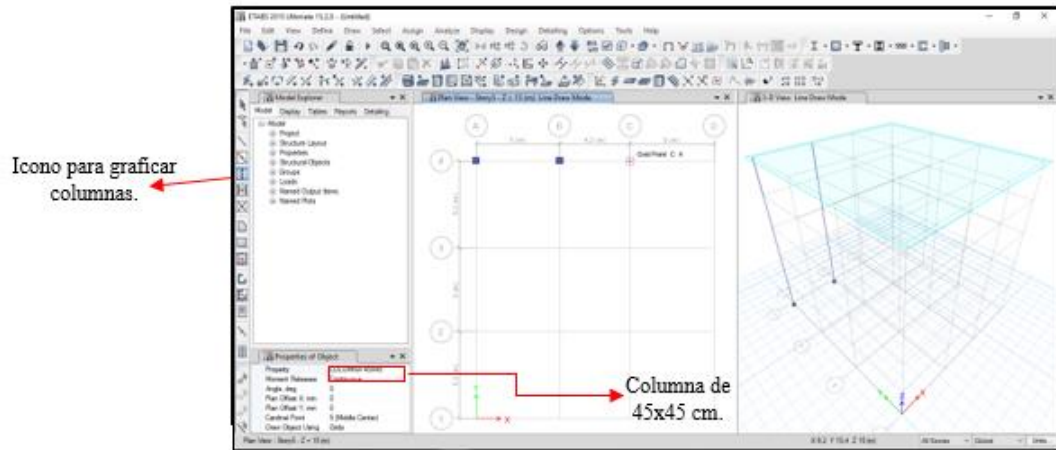


Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

4.2.1.1.1.4. Graficar las secciones en la grilla.

- Columnas.

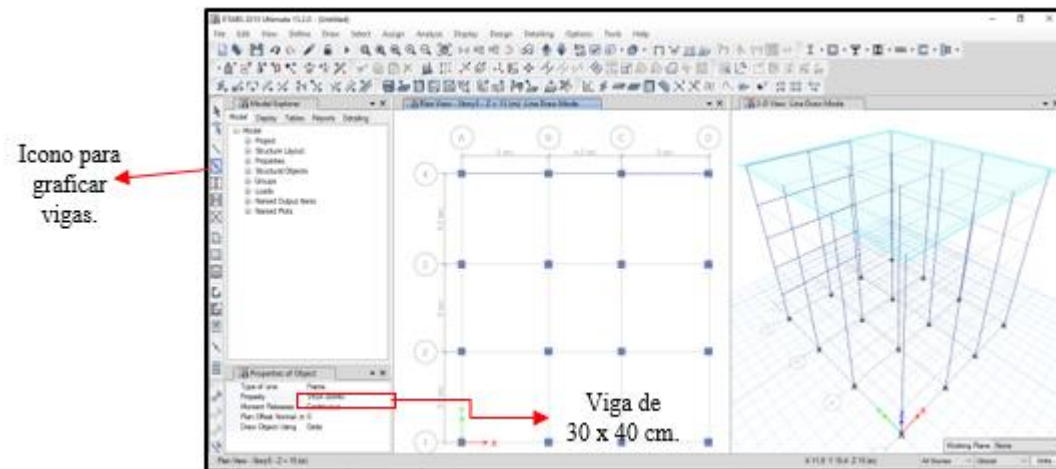
Gráfico 34. Procedimiento para graficar las columnas.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

- Vigas.

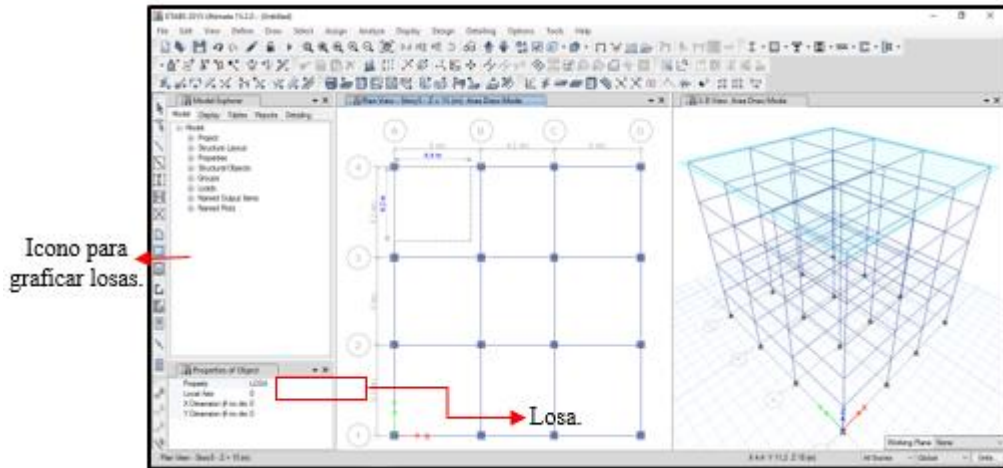
Gráfico 35. Procedimiento para graficar las vigas.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

- Losa.

Gráfico 36. Procedimiento para graficar las vigas.



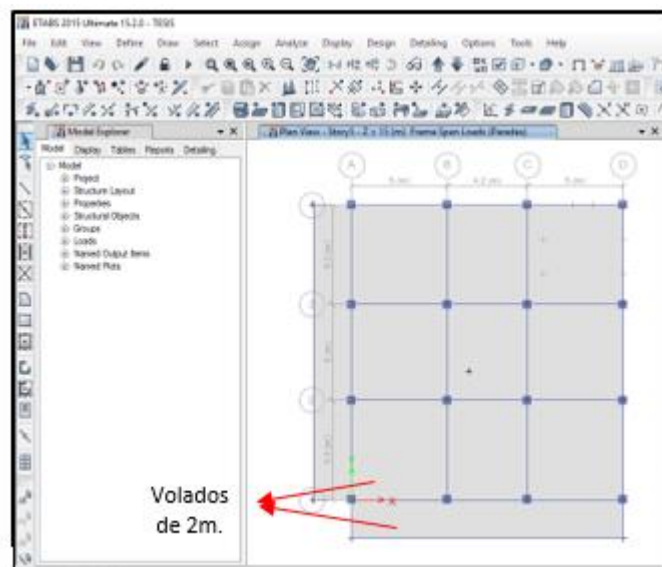
Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

4.2.1.1.1.5. Modelación de los volados de la edificación.

Para modelar los volados es necesario crear puntos de referencia en la opción **Draw/Draw Joint Objects**.

Se proceden a modelar los volados como se muestra en el **gráfico 37**.

Gráfico 37. Modelación de los volados de la estructura.

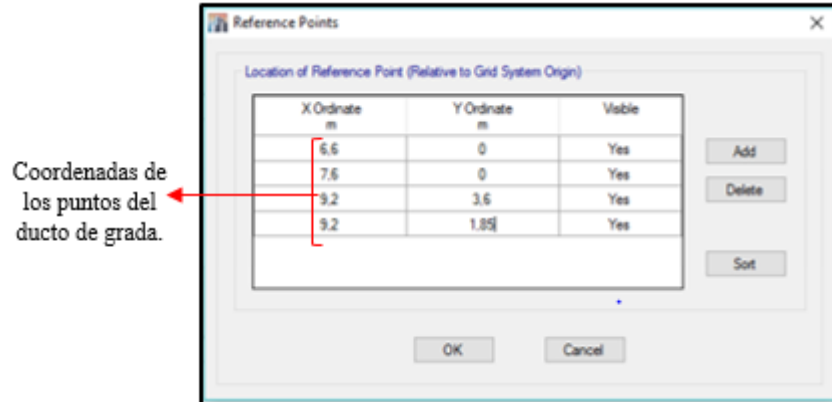


Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

4.2.1.1.1.6. Modelación de la grada del edificio.

Para la modelación de la grada es necesario crear puntos de referencia y planos de referencia utilizando las coordenadas en los puntos donde se va a crear la grada.

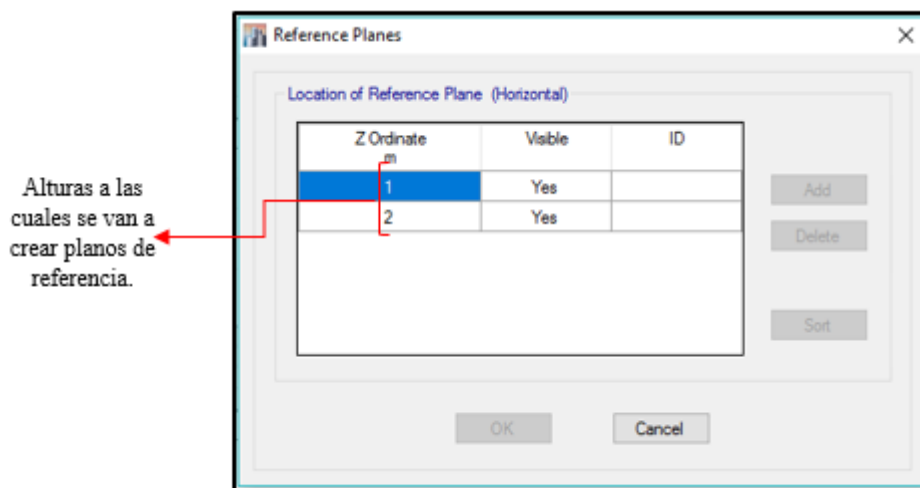
Gráfico 38. Creación de puntos de referencia para la modelación de la grada.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

Los planos de referencia para la modelación de la grada se crean en base a la altura del entrepiso que es de 3m por lo tanto el primer descanso de la grada está ubicado a 1m de altura y el segundo descanso a 1m de altura.

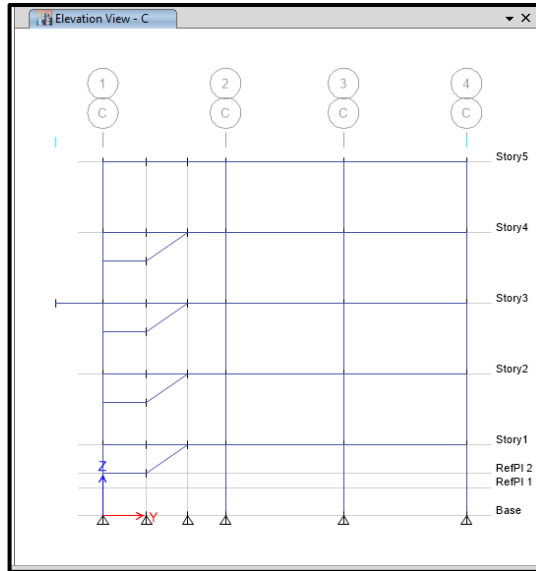
Gráfico 39. Creación de planos de referencia para la modelación de la grada.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

Una vez que se han creado los puntos de referencia y los planos de referencia se procede a modelar la grada utilizando el elemento viga, como se muestra en el **grafico 40**.

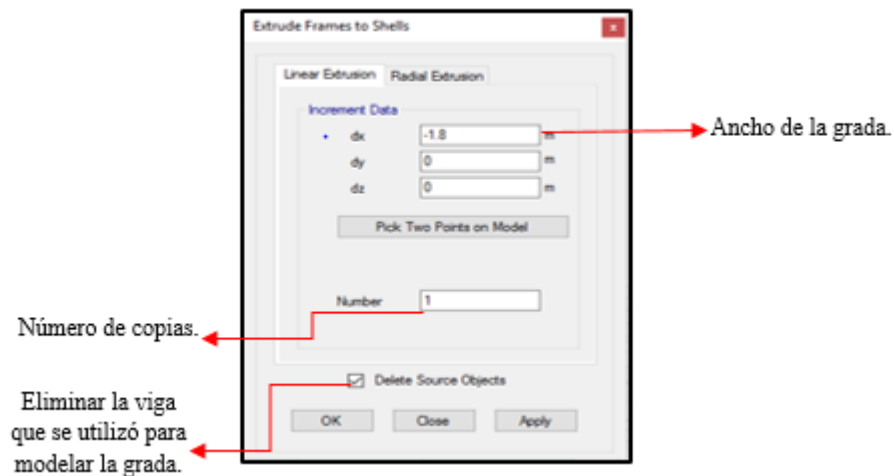
Gráfico 40. Modelación de la grada.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

Finalmente se procede a extruir en la opción **Edit / Extrude/Extrude frames to shells**, de donde se despliega la siguiente ventana para añadir el valor del ancho de la grada en el sentido en donde se quiere realizar la extrusión.

Gráfico 41. Proceso para extruir la grada.

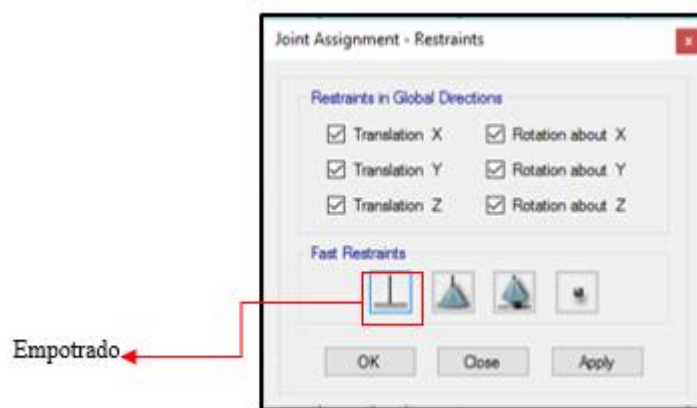


Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

4.2.1.1.1.7. Asignación de restricciones en los apoyos de la edificación.

Para la asignación de restricciones, se procede a seleccionar todos los puntos en la base de la estructura y luego ir a la opción **assign restraints**, en donde se aplica un empotramiento como se muestra en el **gráfico 42**.

Gráfico 42. Aplicación de restricciones en la base de la estructura.



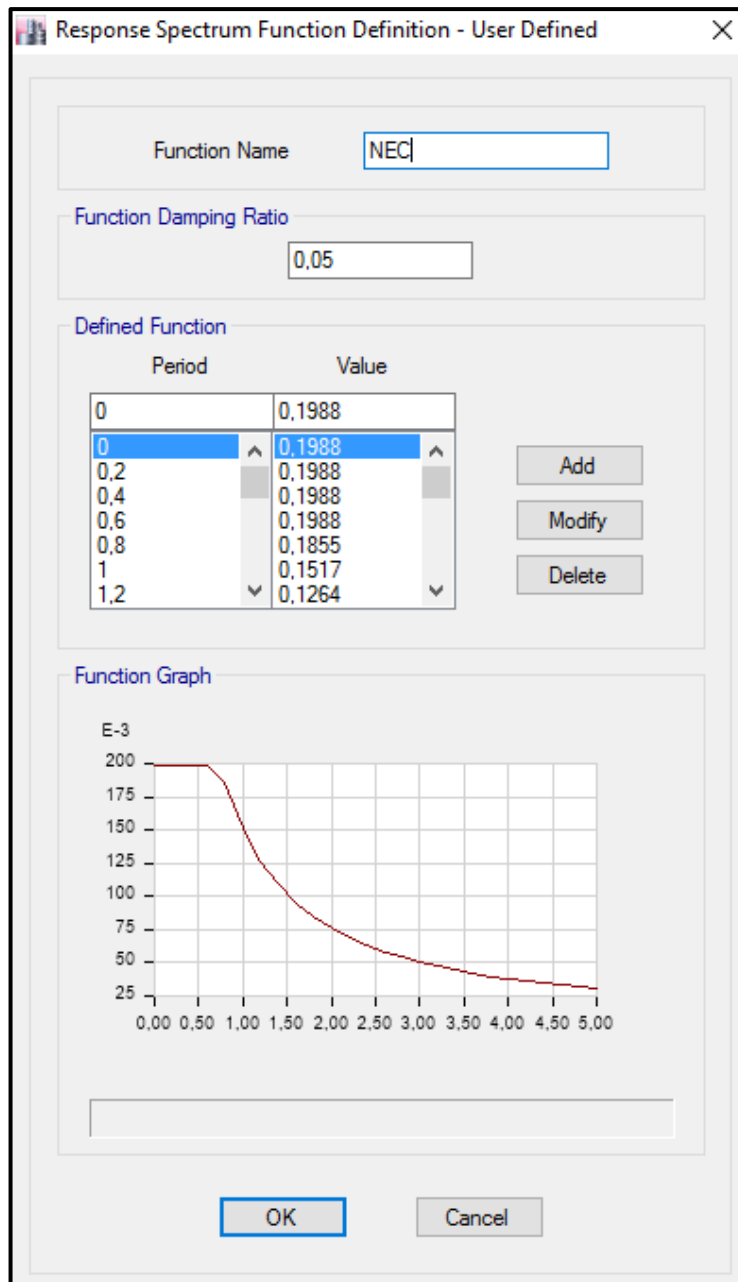
Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

4.2.1.1.2. Definición de cargas sísmicas y gravitacionales de la estructura.

4.2.1.1.2.1. Definición del espectro de respuesta inelástico.

Para definir el espectro seleccionar la opción **define/ función/ response spectrum** y adicionar una nueva función **From File** , finalmente importar el espectro inelástico desde un archivo en formato TXT.

Gráfico 43. Espectro inelástico.

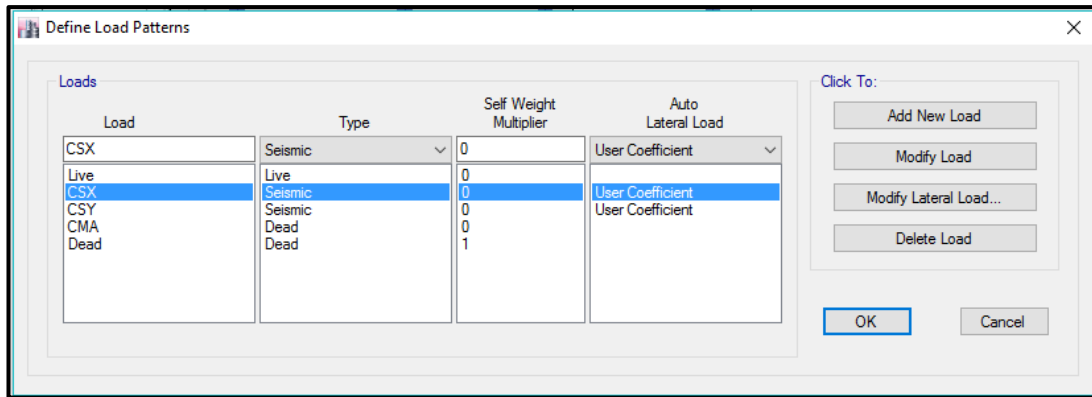


Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

4.2.1.1.2.2. Definición de los patrones de carga.

En la opción **define**, seleccionar **load patterns** y se desplegará una ventana en donde se deben añadir todas las cargas actuantes en la estructura, como se muestra en el siguiente imagen.

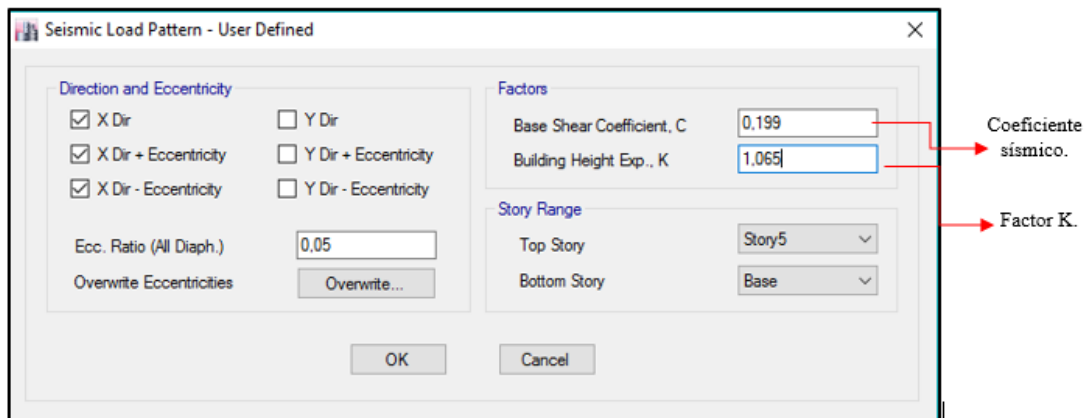
Gráfico 44. Definición de los patrones de carga.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

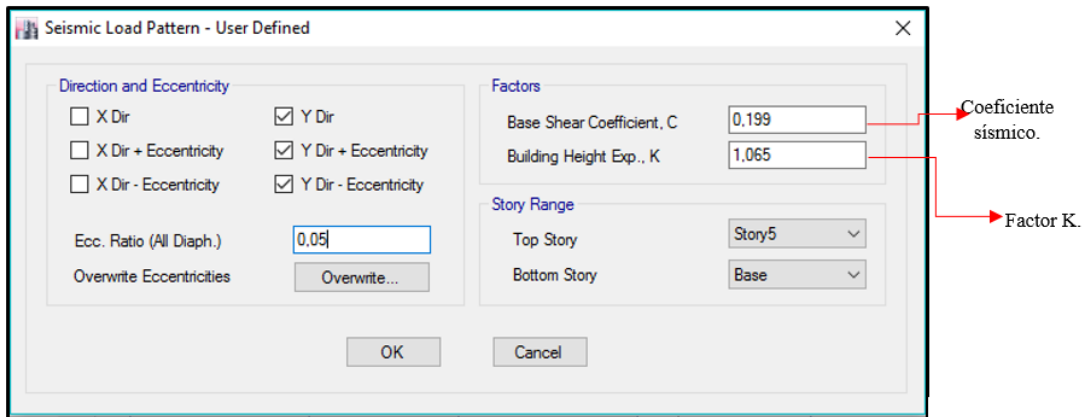
Una vez creados todos estos patrones de carga se modificará el sismo en X y en Y, como se muestra en el gráfico 1 y 2.

Gráfico 45. Definición de la carga sísmica en X.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

Gráfico 46. Definición de la carga sísmica en Y.

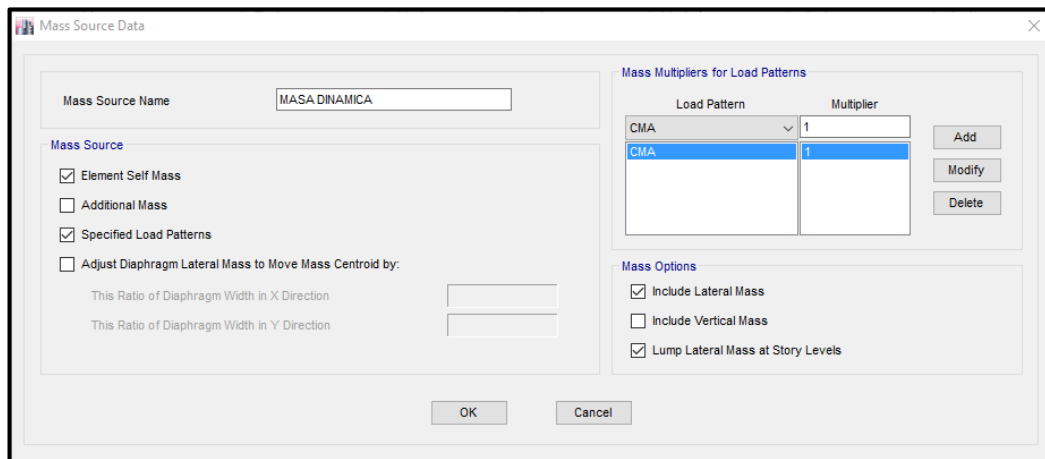


Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

4.2.1.1.2.3. Definición de la masa dinámica del edificio.

Entrar en la opción **Define**, y seleccionar **Mass Source**, inmediatamente se desplegará la siguiente ventana, en la cual se debe ingresar el patrón de carga muerta adicional.

Gráfico 47. Definición de la masa dinámica de la edificación.

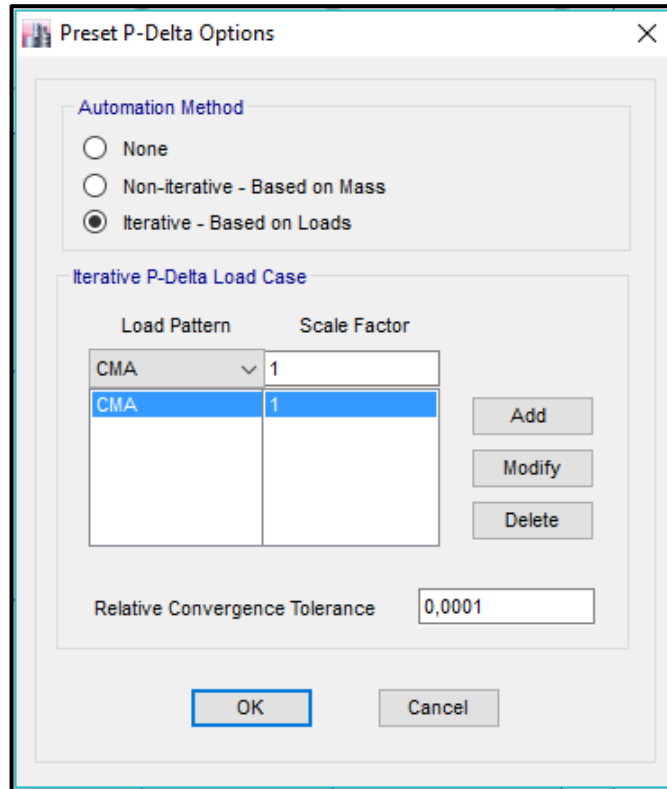


Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

4.2.1.1.2.4. Definición de los efectos P-Delta

Para definir los efectos P-Delta, entrar por la opción **Define** y seleccionar **P-Delta options**, en donde se ingresarán las cargas gravitacionales de la estructura como se muestra en el **gráfico 48**.

Gráfico 48. Procedimiento para definir los efectos P-Delta.

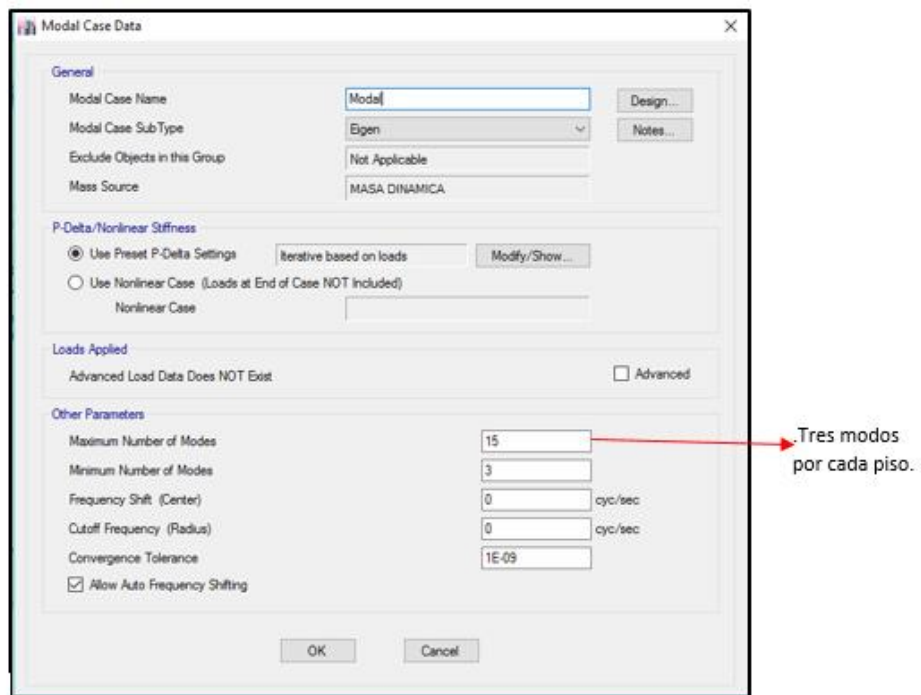


Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

4.2.1.1.2.5. Definición de los casos modales.

Para definir los casos modales, seleccionar la opción **Modal Cases**, y modificar de acuerdo con la norma NEC 2015, como se muestra en el **gráfico 49**.

Gráfico 49. Procedimiento para definir casos modales.

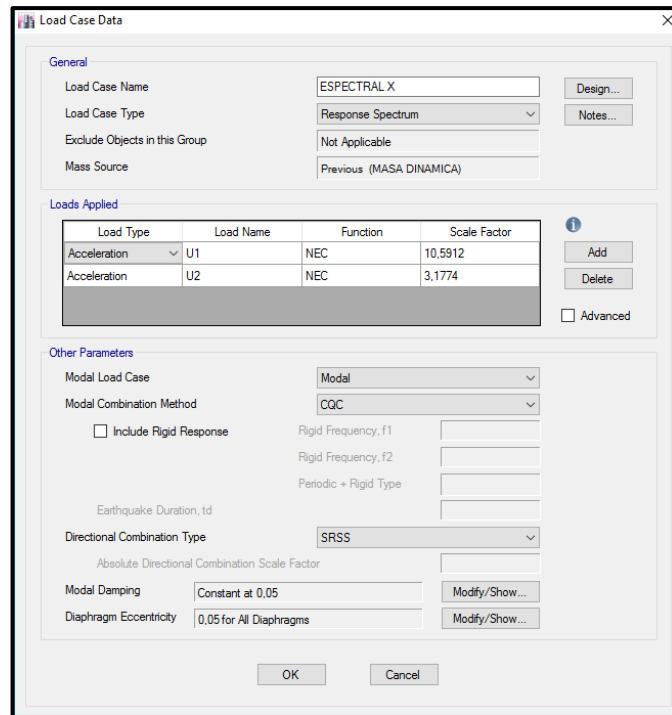


Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

4.2.1.1.2.6. Definición de los casos de carga

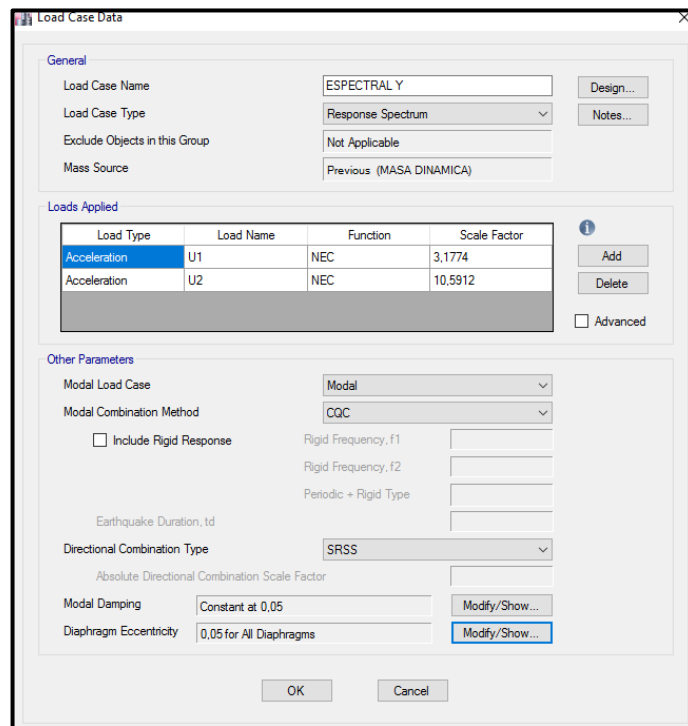
Entrar por la opción **Define/ Load cases**, y crear la carga espectral en X y Y, Tomar en cuenta el 100% de la gravedad en el sentido de análisis y el 30% en el otro sentido, como se muestra en los gráficos 1 y 2.

Gráfico 50. Procedimiento para definir la carga espectral en el sentido X.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

Gráfico 51 . Procedimiento para definir la carga espectral en el sentido Y.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

4.2.1.1.2.7. Asignación de la carga muerta, carga viva y carga de paredes a la estructura.

4.2.1.1.2.7.1. Carga uniforme.

Para asignar las cargas uniformes, entrar en la opción **Assign/ Shell Loads / uniform** e ingresar las diferentes cargas de la estructura.

- **Carga viva**

La carga viva se aplicará a la estructura de acuerdo con lo estipulado en la norma NEC 2015 para edificios públicos, disponible en la tabla 9 de este capítulo.

- **Carga Muerta.**

La carga muerta se aplicó en toda la estructura y corresponde al peso de la losa que previamente ya fue calculado.

- **Carga de pared en losa.**

Es el valor ΔP que fue calculado para cada tablero, disponible en la tabla 13.

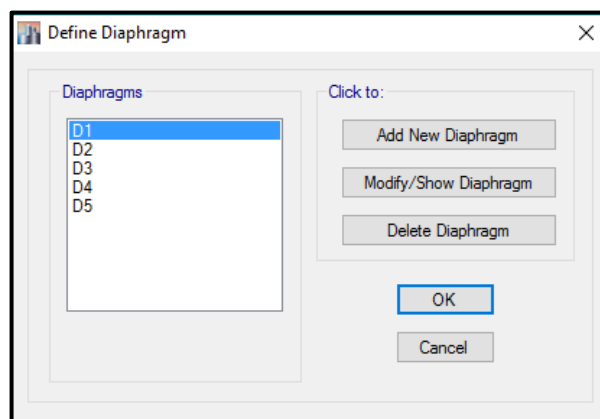
4.2.1.1.2.7.2. Carga Distribuida.

Para asignar la carga de paredes en vigas entrar en la opción **Assign/ Frame Loads/ Distributed** e ingresar los valores previamente calculados según el tipo de pared.

4.2.1.1.2.8. Definición y asignación de diafragmas.

Entrar en la opción **Define/ Diaphragms**, y crear diafragmas para cada uno de los niveles de la edificación.

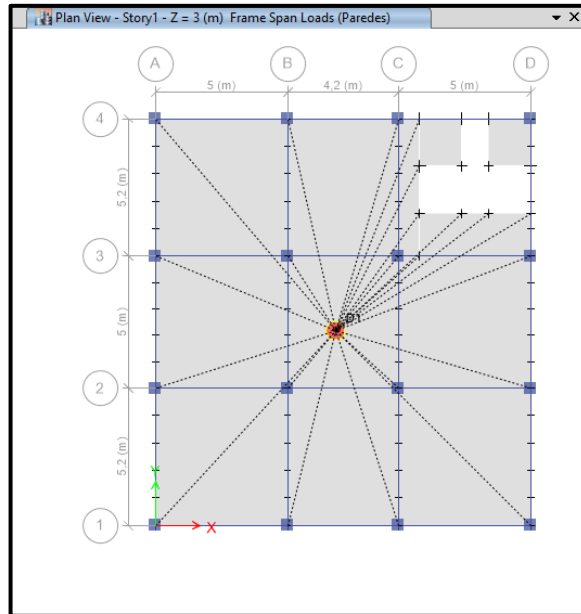
Gráfico 52. Definición de diafragmas.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

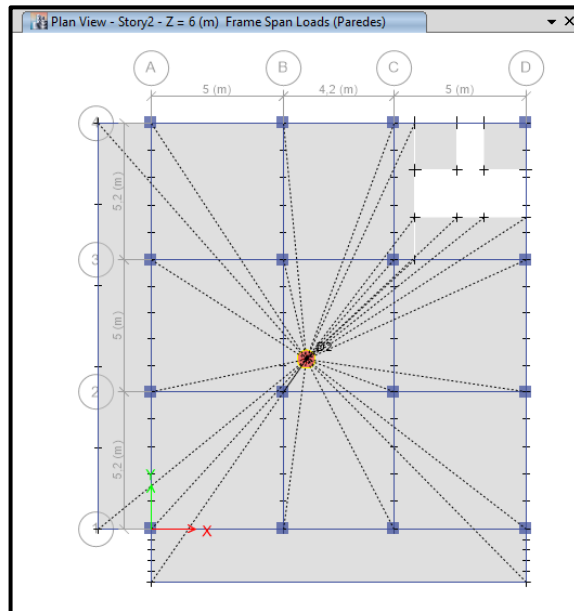
Luego se procede a asignar los diafragmas a cada uno de los niveles, entrando por la opción **Assign/ Shell/ Diaphragms**.

Gráfico 53. Diafragma 1 asignado al piso 1.



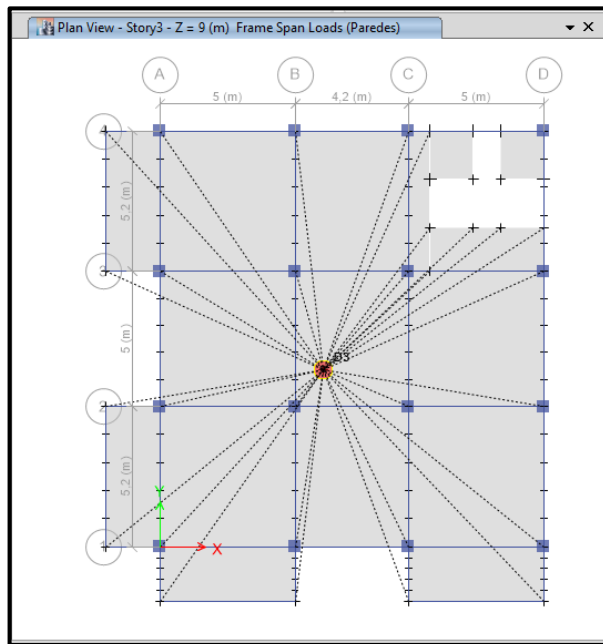
Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

Gráfico 54. Diafragma 2 asignado al piso 2.



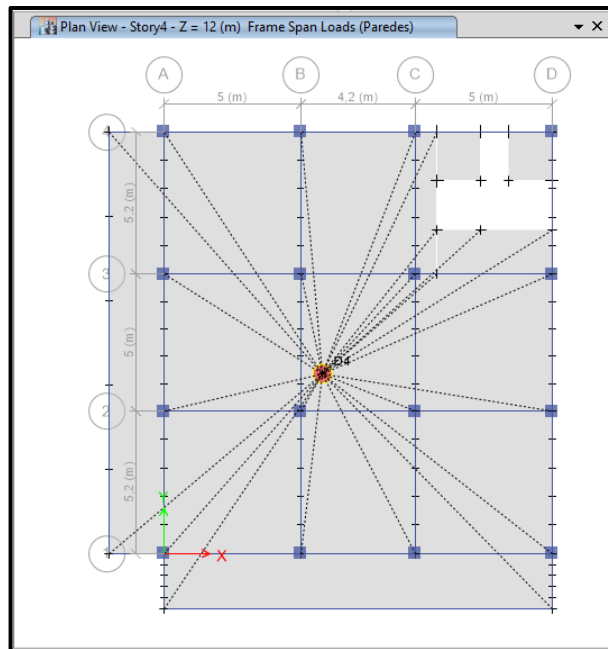
Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

Gráfico 55. Diafragma 3 asignado al piso 3.



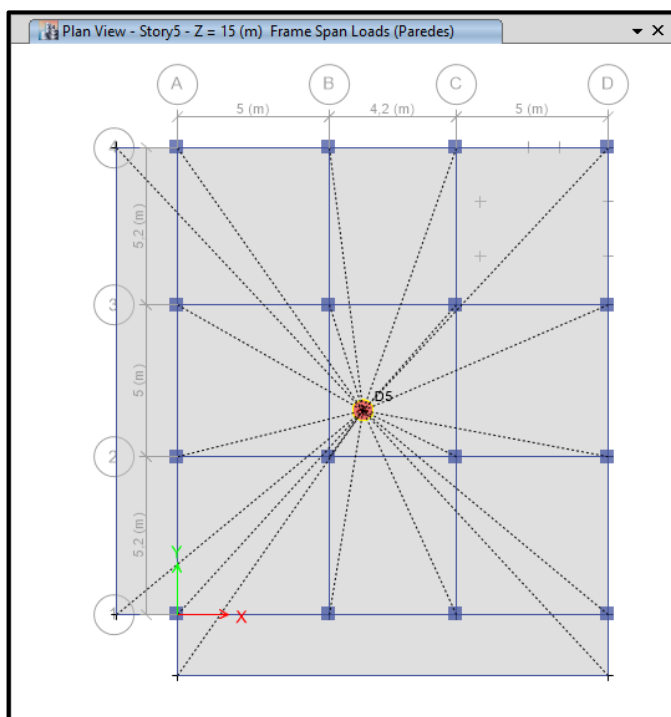
Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

Gráfico 56. Diafragma 4 asignado al piso 4.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

Gráfico 57. Diafragma 5 asignado al piso 5.

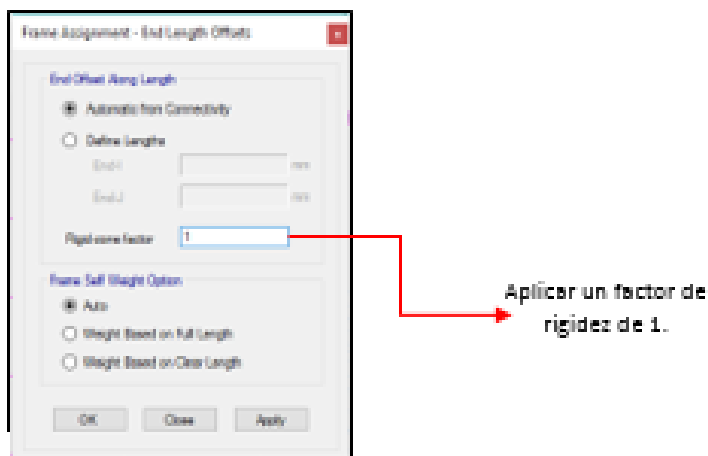


Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

4.2.1.1.2.9. Rigidización de los nudos.

Con la finalidad de que exista coherencia y uniformidad tanto en los desplazamientos como en los giros que se produzcan en el pórtico, se procede a realizar las restricciones seleccionando todos los nudos de la estructura (Unión viga-columna), luego se procede a seleccionar la opción **Assign/ Frame/ End Leng Objects**, se despliega una ventana en donde se utiliza un factor de rigidez de 1.

Gráfico 58. Procedimiento para rigidizar las uniones viga-columna.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

4.2.1.1.3. Análisis e interpretación de resultados.

Luego de verificar los primeros resultados del análisis, se consideró que es necesario realizar una reducción en el cortante basal de acuerdo a la sección 6.3.3 de la norma NEC 2015, en donde se menciona que el periodo T calculado por el método 2 no debe ser mayor a 1,3 veces el valor de T calculado por el método 1.

El periodo T calculado con el método 1 es de 0,629, por lo tanto el periodo obtenido en el análisis (método 2) no debe ser mayor a:

$$T = 1,3 * 0,629 \quad (\text{Ec. 35}) \text{ Ref [20].}$$

$$T = 0,818$$

Con este nuevo periodo se procedió a calcular el respectivo cortante basal y coeficiente K , que serán ingresados en el software ETABS.

Tabla 28. Corrección del cortante basal estático.

P. Fundamental T(s)	0,818
To	0,139
Tc(s)	0,763
r	1
Sa	1,335
Coef. Sismico C(g)	0,185
K	1,159

Elaborado por: Núñez Alba

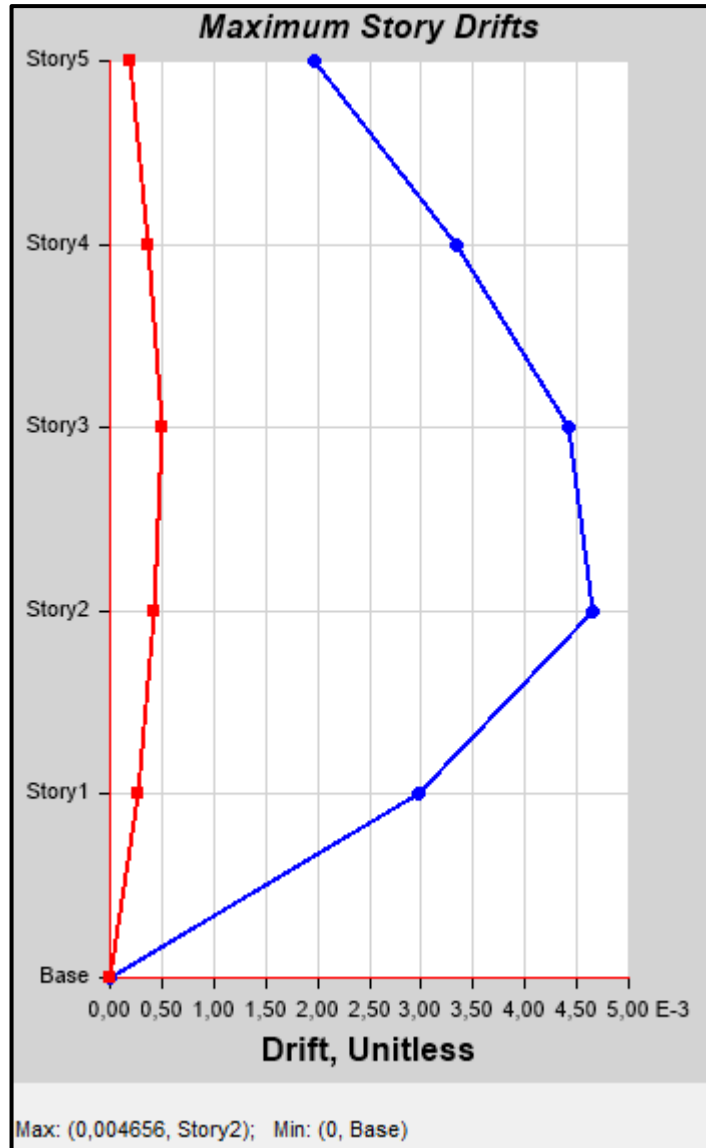
El objetivo de realizar este procedimiento es reducir los valores de las derivas de piso y del periodo de vibración a límites aceptables, y a pesar de que la presente tesis tiene como único objetivo la verificación de desempeño de una estructura existente, es necesario que los resultados sean lo más acercados posible a la realidad.

4.2.1.1.3.1. Control de las derivas de piso.

La norma NEC 2015 establece un valor máximo admisible para de deriva de piso máxima inelástica ΔM de 0.02 para este tipo de estructura.

Se procede a revisar las derivas en la opción **Display / Story Response Plots**, tras lo cual aparecerán los siguientes gráficos.

Gráfico 59. Deriva máxima con la carga sísmica en la dirección X.

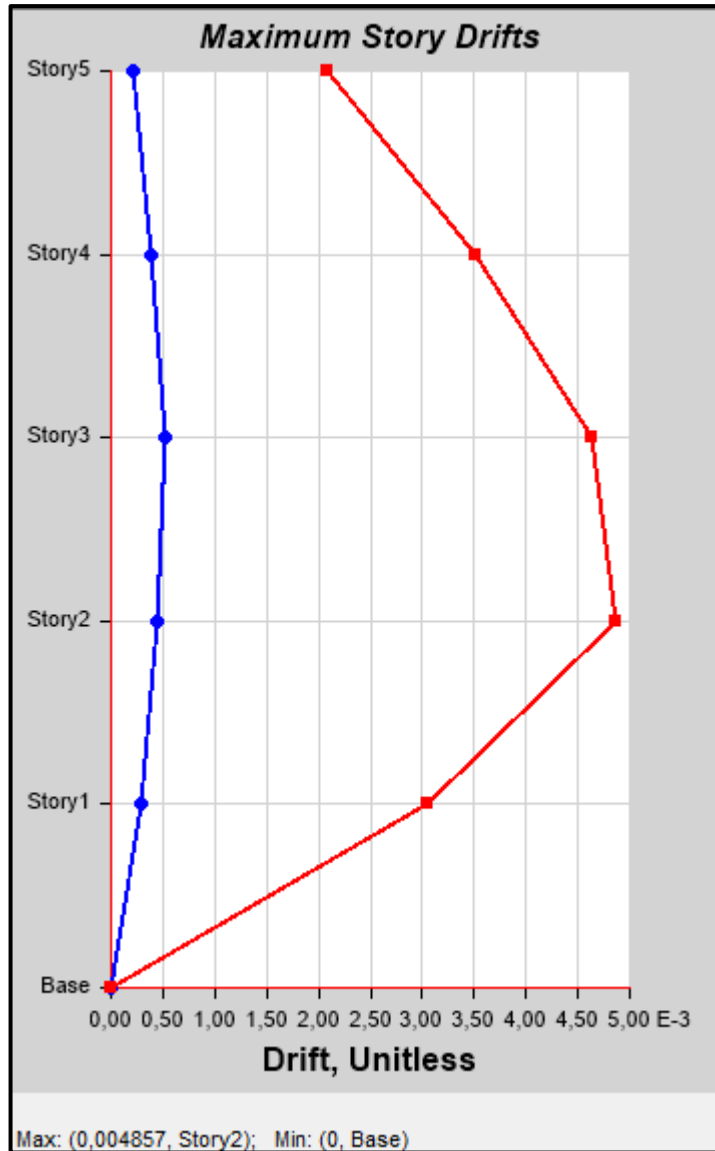


Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

Como se puede apreciar del **gráfico 59** muestra una deriva elástica máxima de 0.004656 en el piso 2.

$$\Delta M = 0,005 < 0,02$$

Gráfico 60. Deriva máxima con la carga sísmica en la dirección Y.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

En el **gráfico 60** se muestra una deriva elástica máxima de 0.004857 en el piso 2, Se procede a realizar la misma comprobación que en el sentido X.

$$\Delta M = 0,005 < 0,02$$

Se verifica que el valor de la deriva, tanto para la carga sísmica en X como para la carga sísmica en Y es menor que 0,02 por lo tanto si cumple con lo establecido en la norma NEC 2015.

4.2.1.1.3.2. Verificación de la participación modal y el número de modos de vibración.

Para comprobar que la participación de la masa modal acumulada sea al menos el 90 % de la masa total de la estructura, como lo indica la norma NEC 2015, seleccionar la opción **Display, Show tables, Modal Participating Mass Ratios**.

Tabla 29. Participación modal.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
Modal	1	1,221	0,1563	0,5305	0	0,1563	0,5305
Modal	2	1,163	0,5684	0,2265	0	0,7246	0,7571
Modal	3	0,992	0,0905	0,0555	0	0,8152	0,8125
Modal	4	0,354	0,0247	0,0659	0	0,8399	0,8785
Modal	5	0,338	0,0723	0,037	0	0,9122	0,9154
Modal	6	0,292	0,0139	0,0094	0	0,9261	0,9248
Modal	7	0,174	0,0113	0,0214	0	0,9375	0,9462
Modal	8	0,167	0,0251	0,0173	0	0,9626	0,9634
Modal	9	0,146	0,0063	0,0049	0	0,9689	0,9683
Modal	10	0,104	0,0077	0,0105	0	0,9766	0,9789
Modal	11	0,101	0,0127	0,0108	0	0,9893	0,9896
Modal	12	0,089	0,0028	0,0024	0	0,9922	0,992
Modal	13	0,076	0,0032	0,0031	0	0,9954	0,9951
Modal	14	0,073	0,0039	0,0043	0	0,9993	0,9994
Modal	15	0,065	0,0007	0,0006	0	1	1

Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

Como se puede observar en la tabla anterior, la sumatoria de los porcentajes de participación de las masas en cada una de las direcciones de análisis de la estructura es mayor del 90%.

4.2.1.1.3.3. Periodo natural de la estructura.

Para la verificación del periodo natural de la estructura se comprueba que el valor sea menor que el calculado con la siguiente formula de acuerdo con la norma NEC 2015,

$$T = Ct * hn^{\alpha}$$

$$T = 0.055 * 15^{0.9}$$

$$T = 0.629\text{seg}$$

El valor de del periodo T calculado por el método 2 puede ser mayor hasta en un 30% al periodo T calculado por el método 1, de acuerdo a la norma NEC 2015.

$$T = 0,629 + 30\%$$

$$T = 0,818$$

Tabla 30. Periodos y frecuencias de la estructura

Modal Periods and Frequencies					
1 de 15 Reload Apply					
Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	Circular Frequency	Eigenvalue rad ² /sec ²
Modal	1	0,895	1,117	7,0206	49,2886
Modal	2	0,85	1,177	7,3937	54,6663
Modal	3	0,742	1,348	8,4704	71,7476
Modal	4	0,274	3,651	22,9397	526,2289
Modal	5	0,261	3,828	24,0493	578,3704
Modal	6	0,229	4,364	27,4194	751,8251
Modal	7	0,144	6,931	43,5497	1896,5779
Modal	8	0,139	7,22	45,3643	2057,9184
Modal	9	0,122	8,179	51,3916	2641,0964
Modal	10	0,092	10,895	68,4529	4685,7992
Modal	11	0,089	11,224	70,5202	4973,0937
Modal	12	0,079	12,673	79,6267	6340,4108
Modal	13	0,07	14,203	89,2417	7964,0868
Modal	14	0,068	14,61	91,7948	8426,279
Modal	15	0,061	16,511	103,7427	10762,541

Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

Como se puede verificar en la tabla anterior, el periodo de vibración de la estructura no se encuentra dentro del rango establecido por la norma NEC 2015.

4.2.1.1.3.4. Ajuste del corte basal de acuerdo a la norma NEC 2015.

El valor del cortante dinámico total en la base obtenida por cualquier método de análisis dinámico no debe ser menor que el 85% del corte basal obtenido por el método estático, para estructuras irregulares.

En la sección 4.1.5.7.12.1. Se puede observar que la carga sísmica reactiva de la estructura es de 884,74 Tn, este valor multiplicamos por el cortante basal calculado en la sección 4.2.1.1.3 cuyo valor fue 0,185, esta multiplicación da como resultado 263,67, este valor se debe comparar con el Vx y Vy estático.

Tabla 31. Cortante basal estático de la estructura.

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf
Story1	CSX 1	Bottom	0	-163,7045	0
Story1	CSY 1	Bottom	0	0	-163,7045

Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

Los resultados obtenidos mediante el programa mostrado en la tabla anterior son muy parecidos al valor calculado manualmente por lo que se demuestra que el cortante basal estático se lo ha calculado de forma adecuada.

A continuación, se muestran los valores de cortante basal dinámico que servirán para realizar la relación con el cortante basal estático.

Tabla 32. Cortante basal dinámico de la estructura.

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf
Story1	ESPECTRAL X ...	Bottom	0	129,1357	55,096
Story1	ESPECTRAL Y ...	Bottom	0	55,2288	128,5043

Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

Dividiendo los valores del cortante basal estático mostrados en la tabla para los valores del cortante basal dinámico obtenidos de la tabla, se procede a definir los factores de escalamiento tanto en dirección X como en dirección Y, de la siguiente manera: (Ec. 36) Ref [20].

$$\frac{V(\text{estático } x)}{V(\text{dinámico } x)} = \frac{263,705}{129,136} = 1,27 * 0,85 = 1,08$$

$$\frac{V(\text{estático } y)}{V(\text{dinámico } y)} = \frac{263,705}{128,504} = 1,27 * 0,85 = 1,08$$

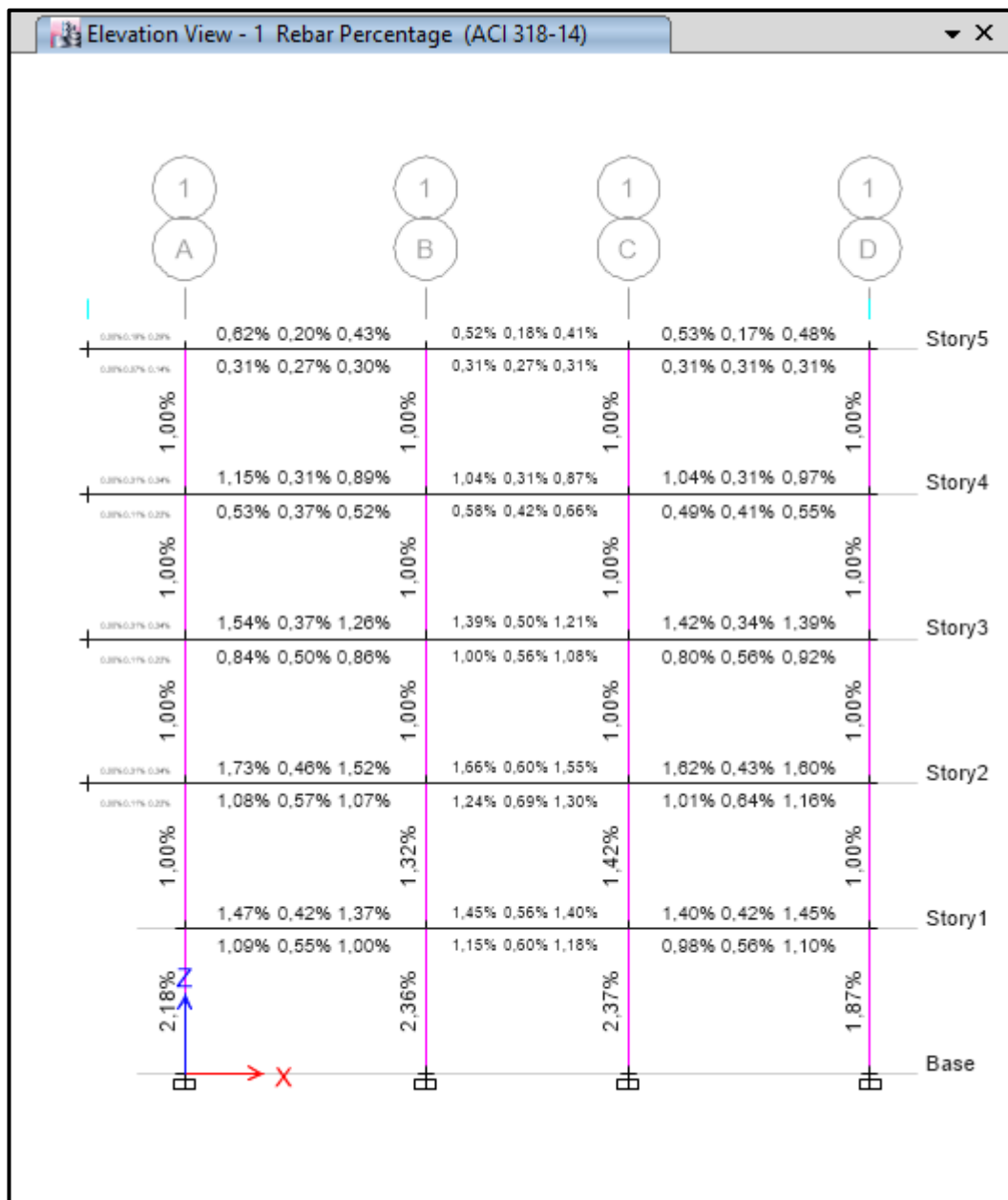
Se han encontrado los factores por los cuales se debe multiplicar la carga espectral X y Y, para realizar esta corrección en el programa se seguirá el siguiente procedimiento: **Define/Load Cases/ESPECTRAL/Modify Show case**, y se procede a multiplicar los factores encontrados por el valor de la aceleración en cada una de las direcciones U1 y U2.

4.2.1.1.3.5. Diseño

A continuación, se pueden observar los resultados del diseño de la estructura para cada pórtico.

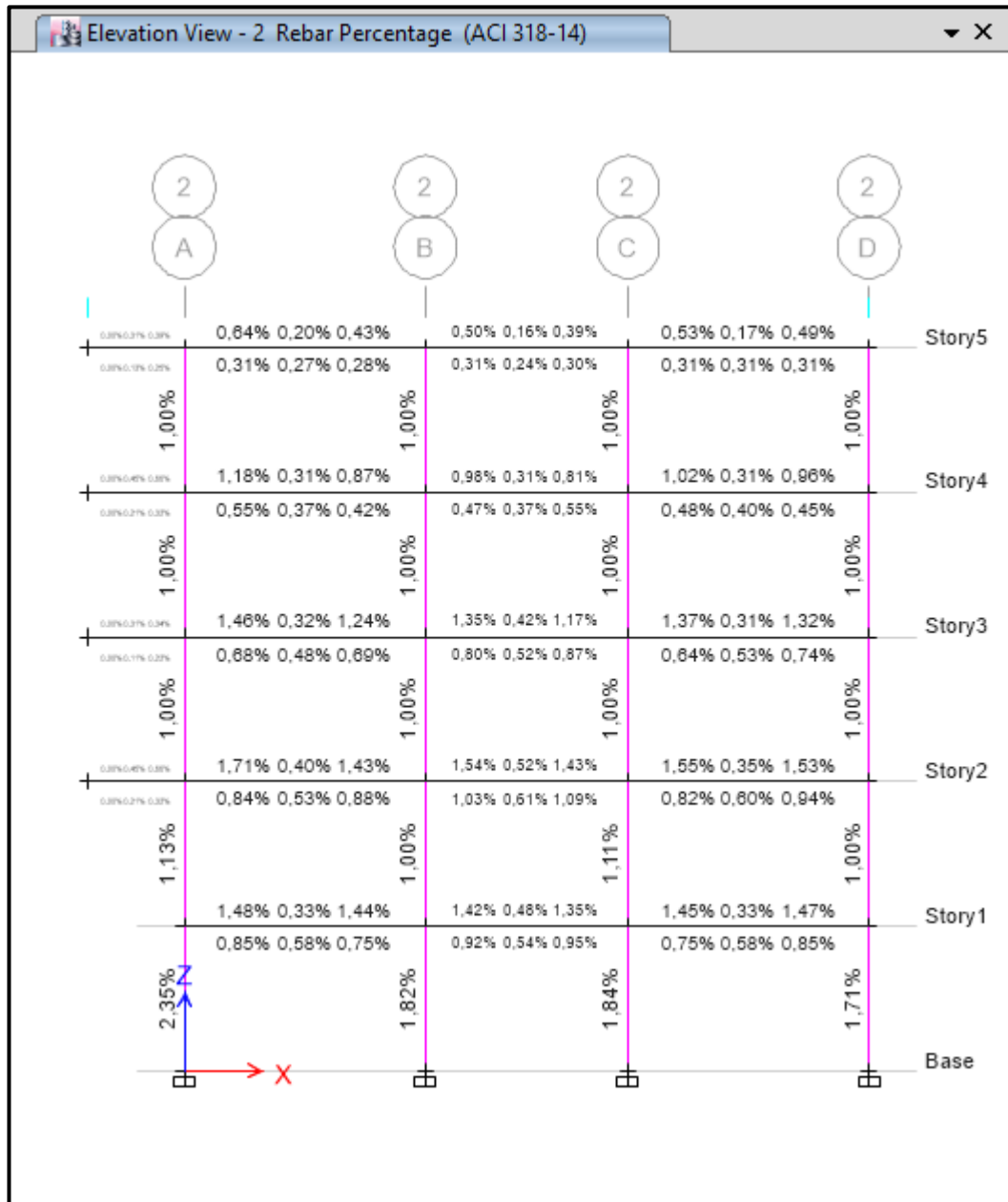
- **Diseño de vigas y columnas.**

Gráfico 61. Valores de cuantía de acero en las vigas y columnas de la estructura obtenidos mediante el diseño del pórtico del eje 1.



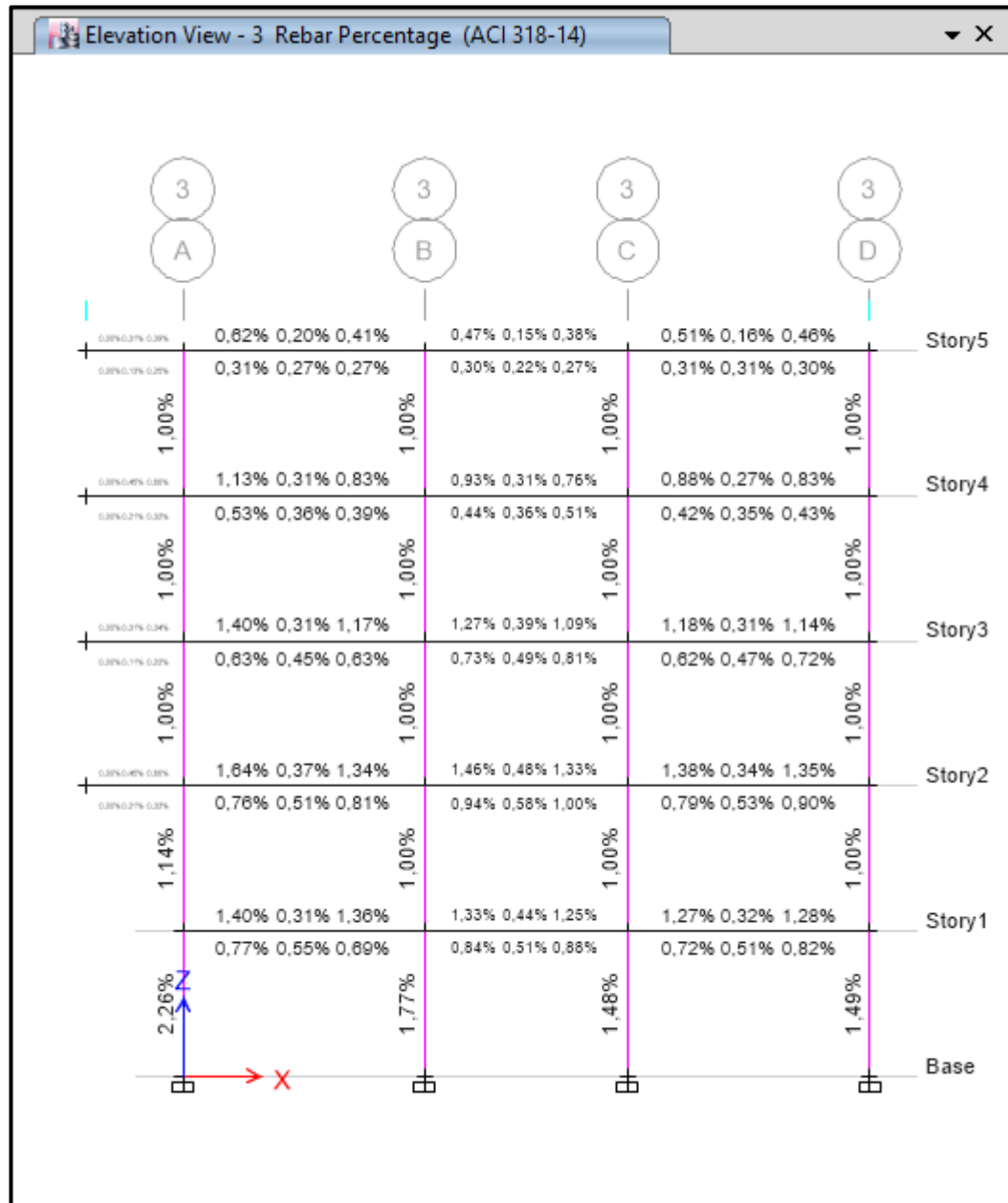
Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

Gráfico 62. Valores de cuantía de acero en las vigas y columnas de la estructura obtenidos mediante el diseño del pórtico del eje 2.



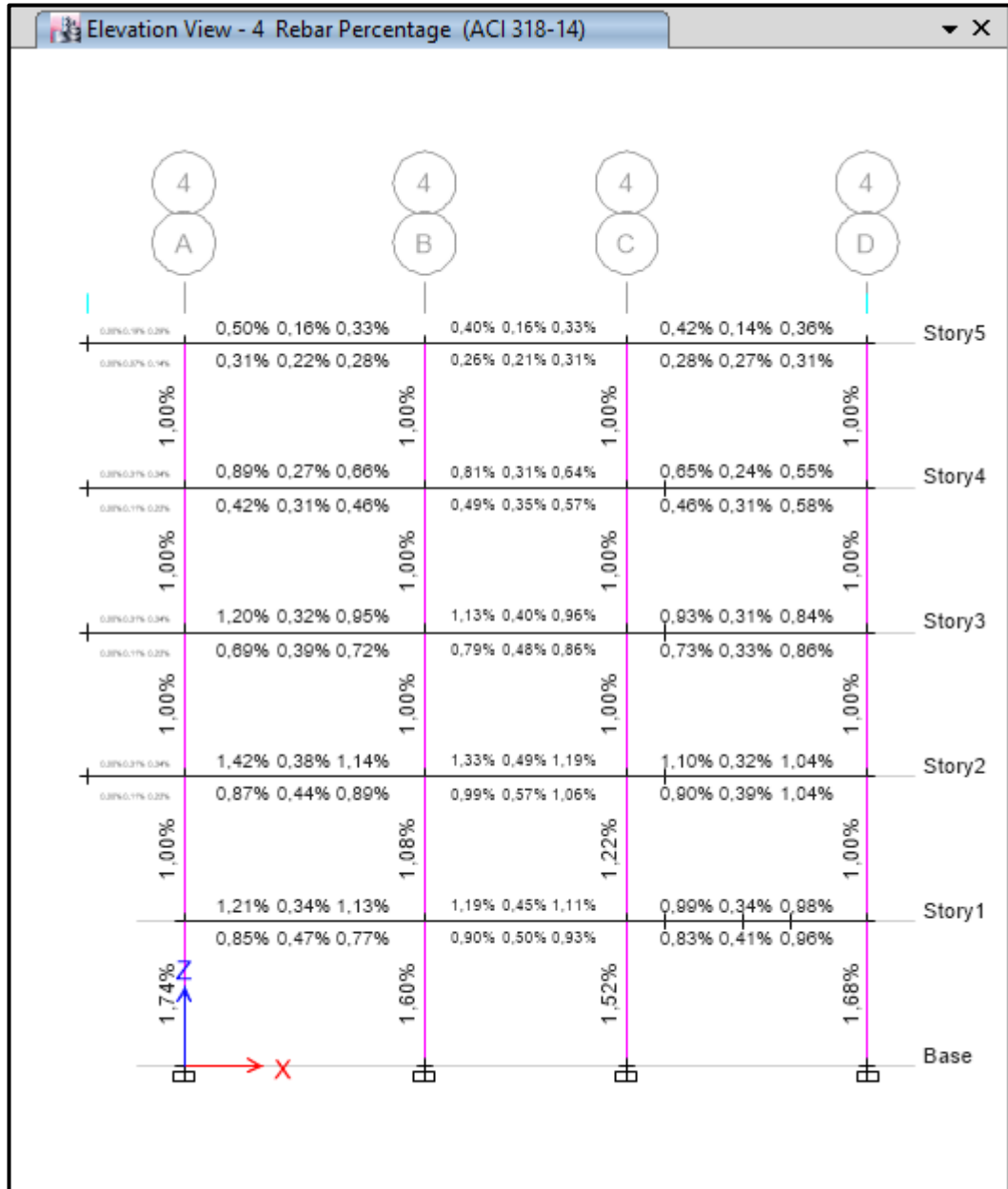
Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

Gráfico 63. Valores de cuantía de acero en las vigas y columnas de la estructura obtenidos mediante el diseño del pórtico del eje 3.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

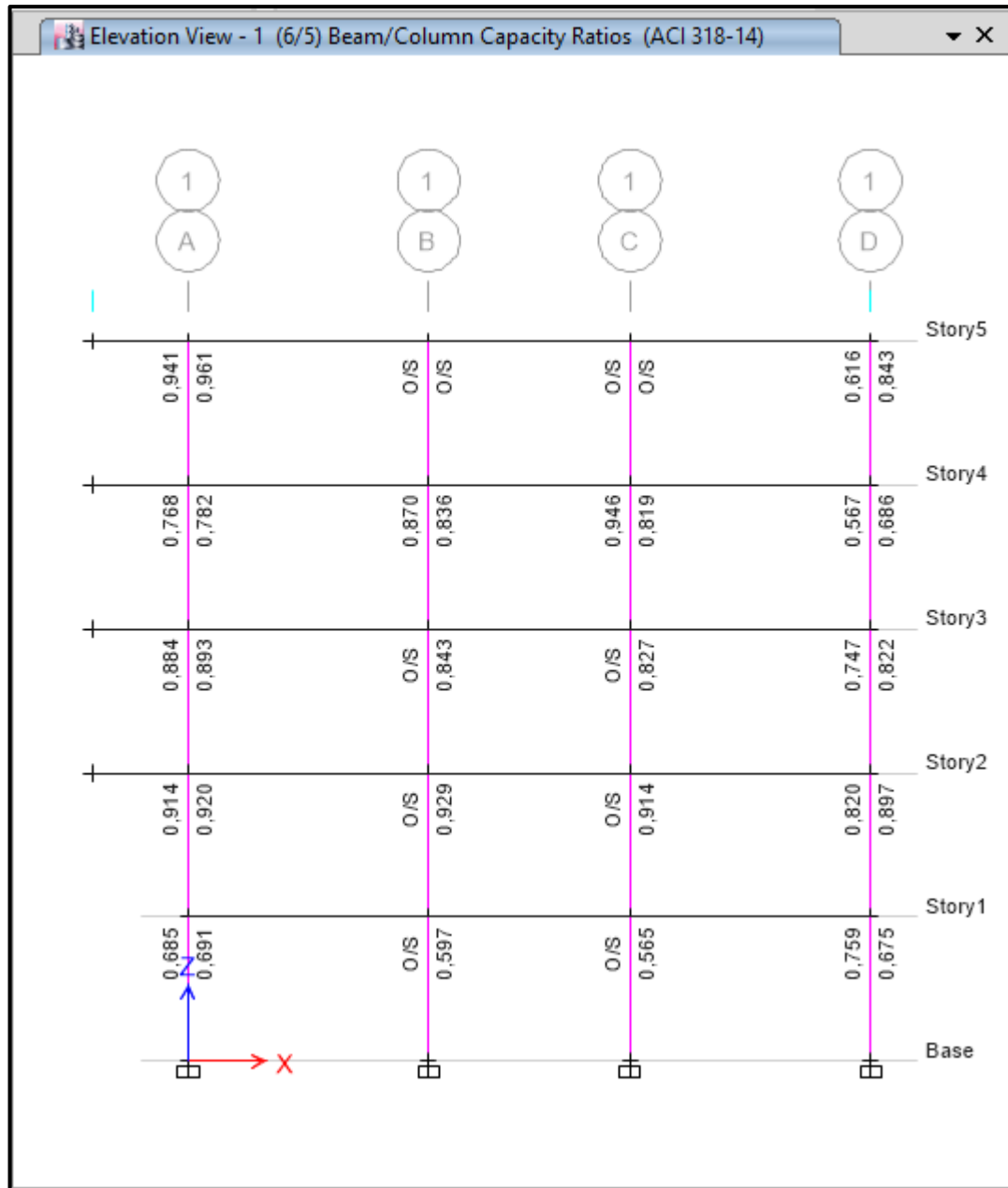
Gráfico 64. Valores de cuantía de acero en las vigas y columnas de la estructura obtenidos mediante el diseño del pórtico del eje 4.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

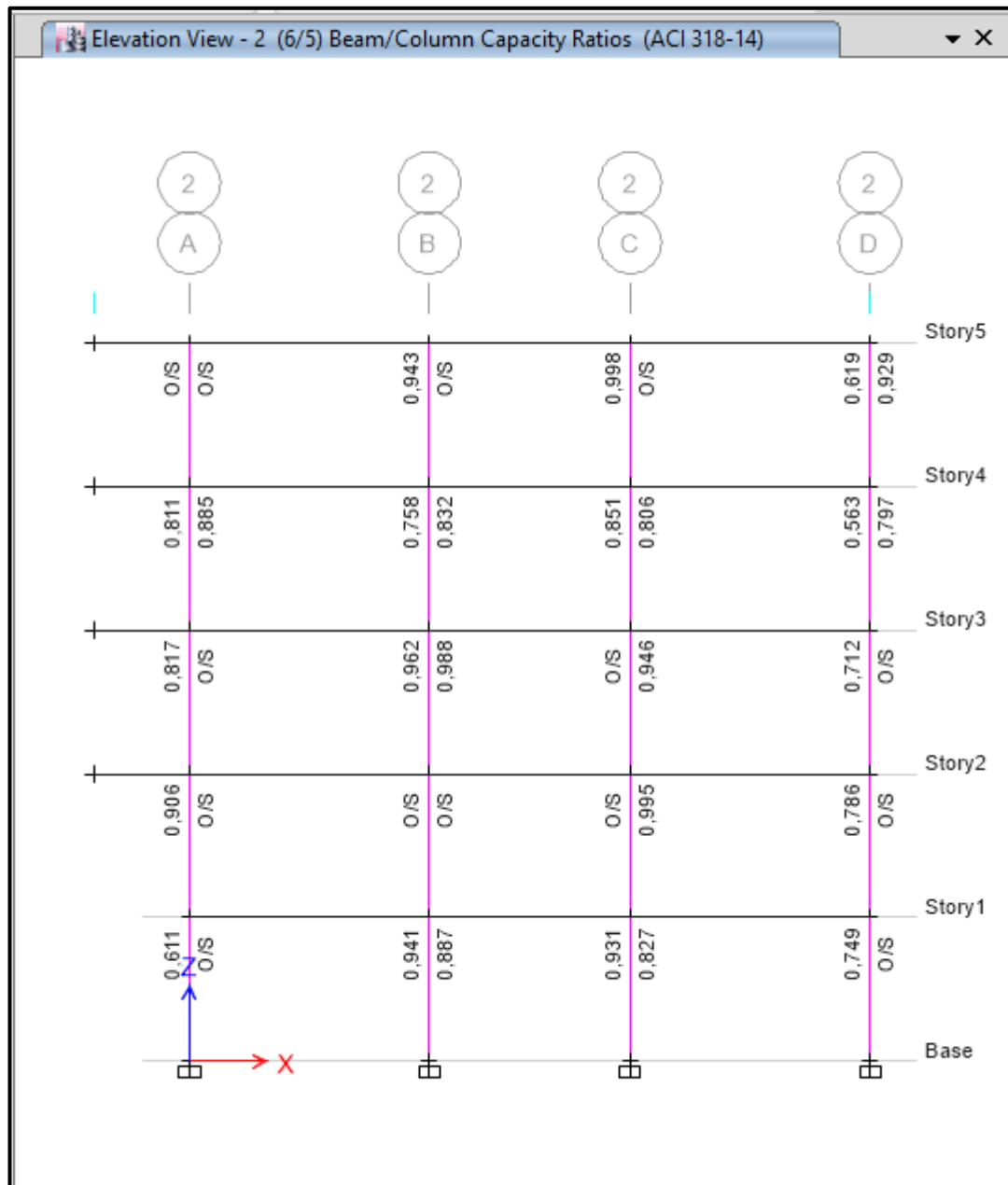
- **Diseño de conexiones viga-columna.**

Gráfico 65. Valores de la capacidad en las diferentes uniones viga columna de la estructura obtenidos del diseño de nudos del pórtico del eje 1.



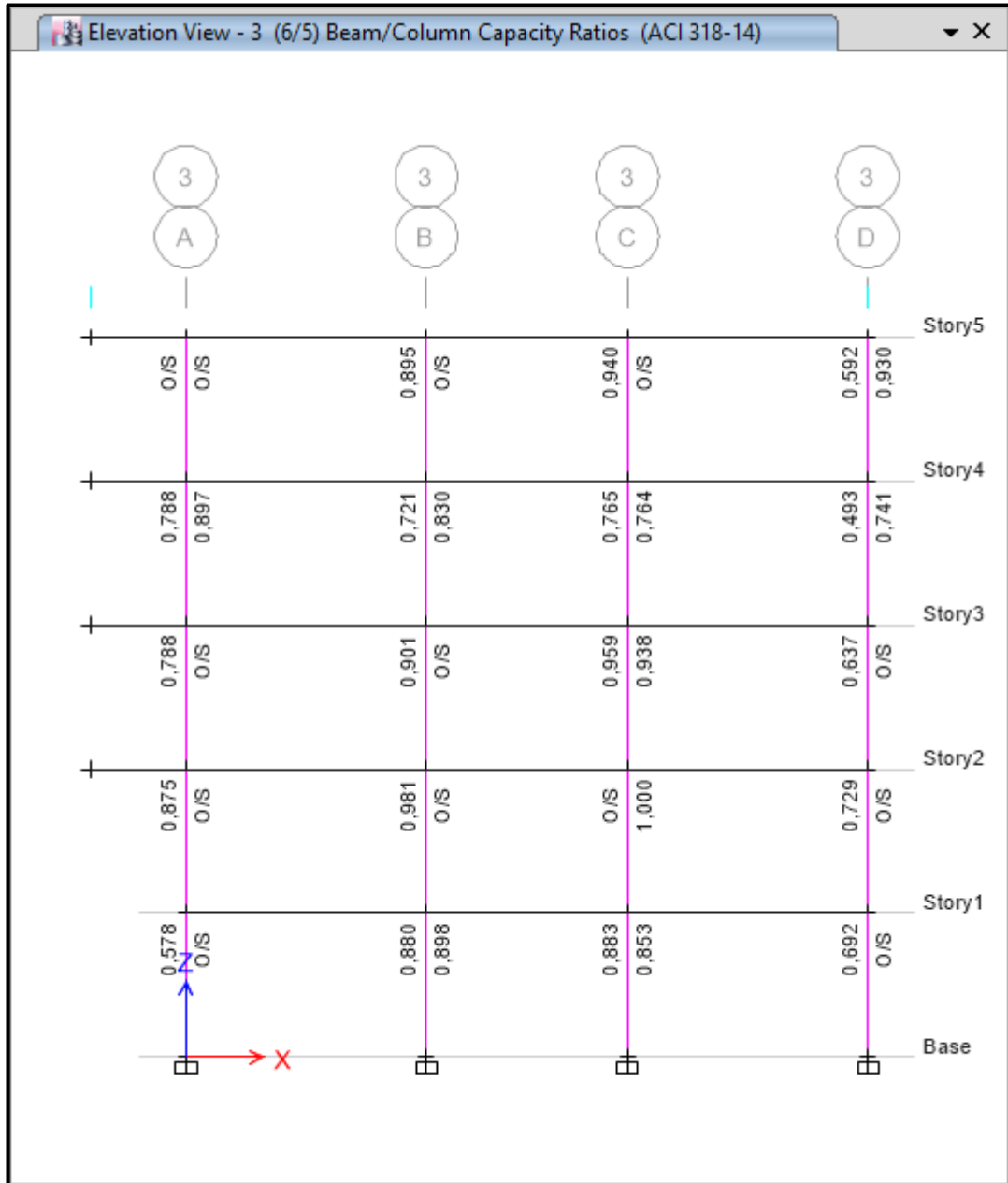
Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

Gráfico 66. Valores de la capacidad en las diferentes uniones viga columna de la estructura obtenidos del diseño de nudos del pórtico del eje 2.



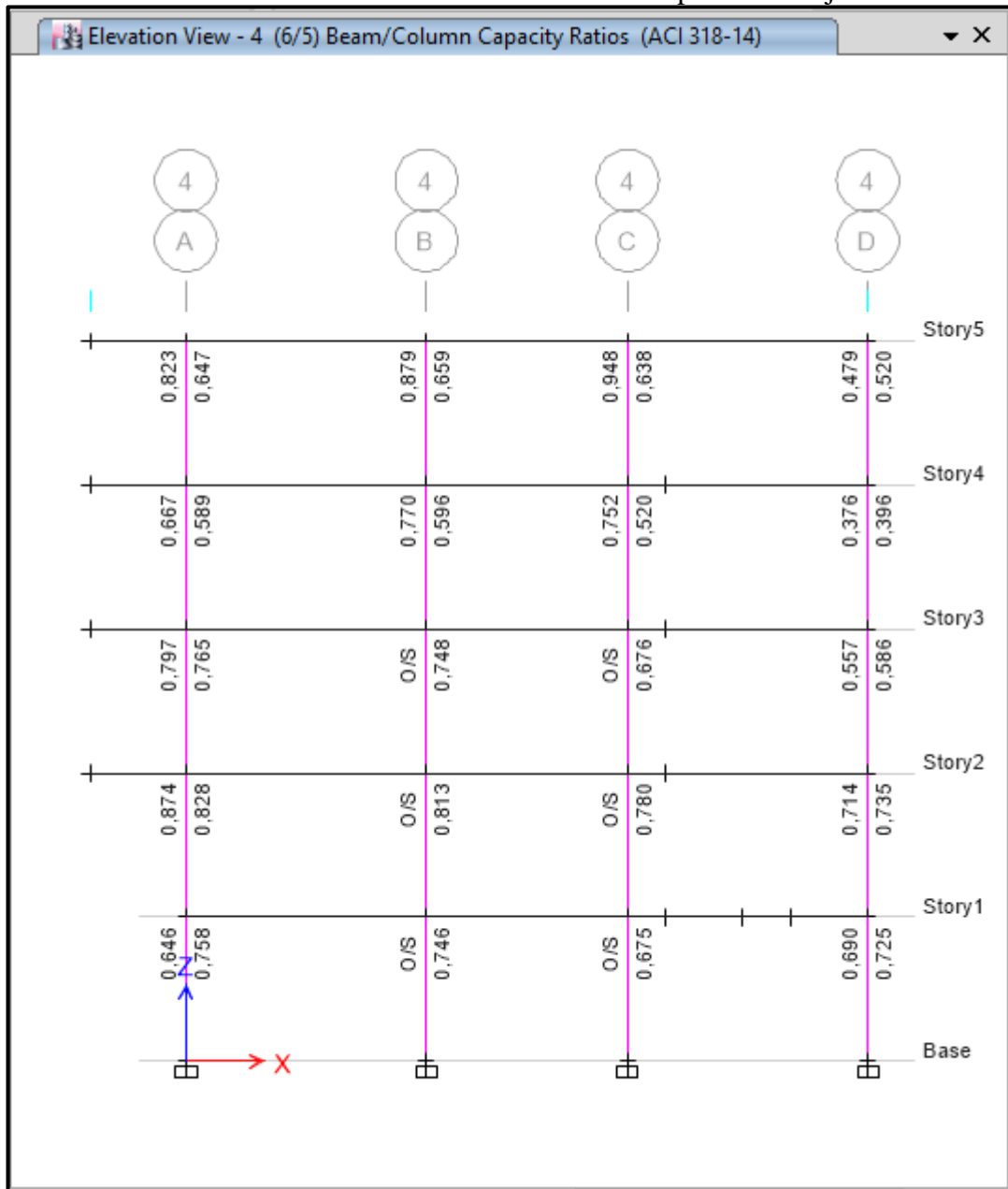
Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

Gráfico 67. Valores de la capacidad en las diferentes uniones viga columna de la estructura obtenidos del diseño de nudos del pórtico del eje 3.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

Gráfico 68. Valores de la capacidad en las diferentes uniones viga columna de la estructura obtenidos del diseño de nudos del pórtico del eje 4.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

4.2.1.1.3.6. Interpretación de resultados.

En el análisis de resultados anterior se han tomado en cuenta las derivas de piso, periodos de vibración de la estructura y participación modal de la misma, en donde se ha podido observar lo siguiente:

Las derivas de piso en cada uno de los sentidos de análisis, de acuerdo con la norma NEC 2015 deben ser inferiores a 0,02, se puede observar que en la estructura que se está analizando se presentan unas derivas de 0,005 en los dos sentidos, lo cual demuestra que se encuentran dentro del límite permisible.

Para reducir las derivas de piso, se puede considerar el incremento de las secciones de los elementos estructurales de la edificación, o introducir muros de corte, que permitan rigidizar la estructura y evitar excesivos desplazamientos, sin embargo, el objetivo de esta tesis es realizar una verificación de los resultados de una edificación existente, entonces no es necesario realizar ninguna corrección, sino únicamente interpretar de forma adecuada los resultados obtenidos.

El periodo natural de vibración de la estructura, a pesar de que previamente fue calibrado de acuerdo a la norma NEC 2015, donde señala que el periodo obtenido por el método 2 (análisis en ETABS), no debe ser mayor a 1,3 veces el periodo obtenido en el método 1 (calculo manual), no cumple, lo cual demuestra que la estructura requiere ser rigidizada con alguno de los métodos señalados anteriormente. También se realizó un ajuste del cortante basal estático, con relación al cortante basal dinámico, esto con el fin de cumplir la normativa que exige que el cortante basal dinámico no puede ser menor que el 85% del cortante basal estático obtenido por cualquier método de análisis para estructuras irregulares.

Se ha realizado el diseño de la estructura (grafico 20 al 23) y se puede observar que la estructura cumple con los parámetros de diseño para los elementos estructurales, las columnas casi en su totalidad se encuentran trabajando con una cuantía de acero del 1% lo que indica que se encuentran al límite. Para columnas, la cuantía de acero debe estar entre el 1 y el 3% de acuerdo al código ACI-318, entonces se puede verificar que todas las columnas cumplen con este requerimiento.

En lo referente a las vigas se puede observar que se deben diseñar como vigas doblemente armadas, debido su valor de cuantía de acero según ACI-318.

El diseño de las conexiones viga- columna es considerado el aspecto más crítico dentro del diseño de un edificio de hormigón armado situado en zonas de alto riesgo sísmico, sobre todo en aquellas estructuras que carecen de diafragmas o elementos similares capaces de disipar la fuerza sísmica.

Como se puede observar en los gráficos 65 al 68, las uniones viga- columna casi en su totalidad se encuentran trabajando al límite o presentan sección insuficiente, por lo que se concluye que la edificación no cuenta con un diseño sísmico satisfactorio y que es probable que no resista el sismo de diseño.

4.2.1.2. Análisis estático no lineal Pushover.

La técnica del pushover, consiste en aplicar a la estructura cargas estáticas monotónicas (la carga aumenta continuamente), en forma incremental hasta llevar a la estructura al colapso.

Existen varios criterios para definir el punto de fallo o punto de colapso de una estructura. Algunos de esos criterios consideran que el fallo en una estructura se alcanza cuando el desplazamiento lateral máximo tiene un valor del 4 % de la altura total.

4.2.1.2.1. Definición de los patrones de carga para el análisis Pushover.

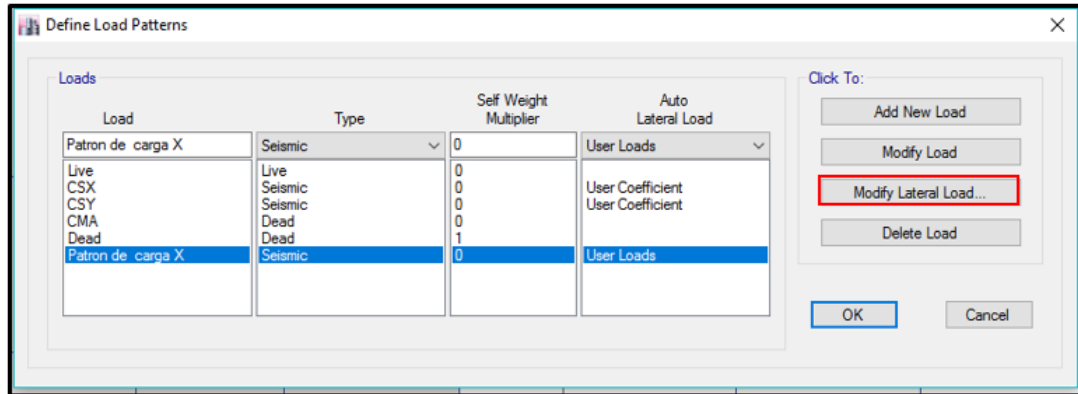
Una vez que se ha modelado la estructura es necesario definir los parámetros sísmicos, de la misma forma que en el análisis Modal Espectral, sin embargo, es necesario crear un nuevo patrón de carga como se muestra a continuación.

4.2.1.2.1.1. Patrón de carga lateral.

Para realizar un análisis no lineal en edificios con múltiples grados de libertad, según el código FEMA se requiere realizar dos análisis por separado usando vectores de carga diferentes; el primer grupo de vectores pueden ser: Distribución por Código, Primer Modo, SRSS de cargas de piso modales mientras que el segundo grupo puede elegirse de los vectores de carga: Distribución Uniforme, Distribución de Carga Adaptativa. Los valores que son mayores son los que se comparan con los criterios de aceptabilidad.

Para definir el patrón de carga lateral se lo ha realizado en función de la altura de cada nivel dividida para la altura total del edificio, para lo cual ingresamos por la opción **Define, Load Patterns** y se modifica de la siguiente manera.

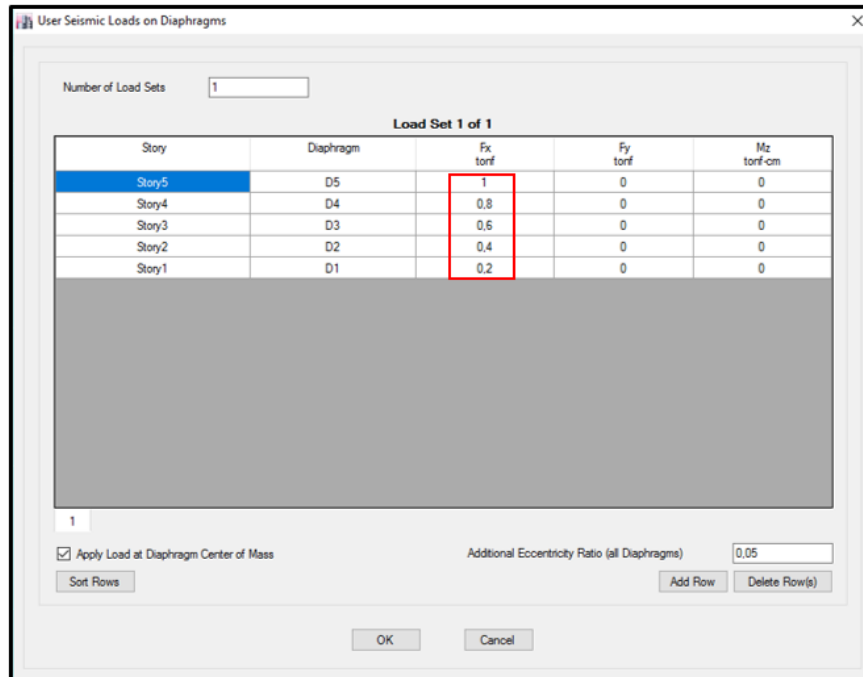
Gráfico 69. Ventana del software Etabs para definir los patrones de carga.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

Cuando se requiere ingresar el vector de carga acorde a una distribución por código, se la calculará de acuerdo con lo establecido en la norma ecuatoriana NEC 2015 NEC SE DS (PELIGRO SÍSMICO).

Gráfico 70. Ventana del software ETABS para ingresar el patrón de cargas laterales.



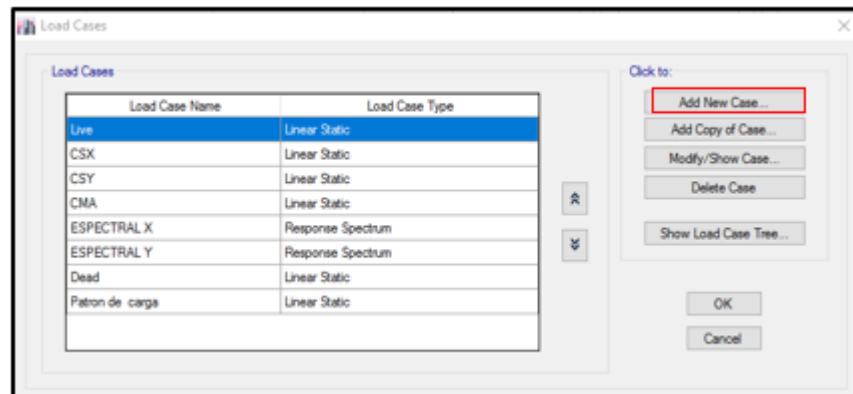
Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

4.2.1.2.2. Definición de los casos de carga para el análisis Pushover.

4.2.1.2.2.1. Caso de carga no lineal gravitacional.

Para crear el caso de carga gravitacional ir a la opción **Define/ Load Cases**, tras lo cual se procederá tal y como se muestra en el siguiente gráfico.

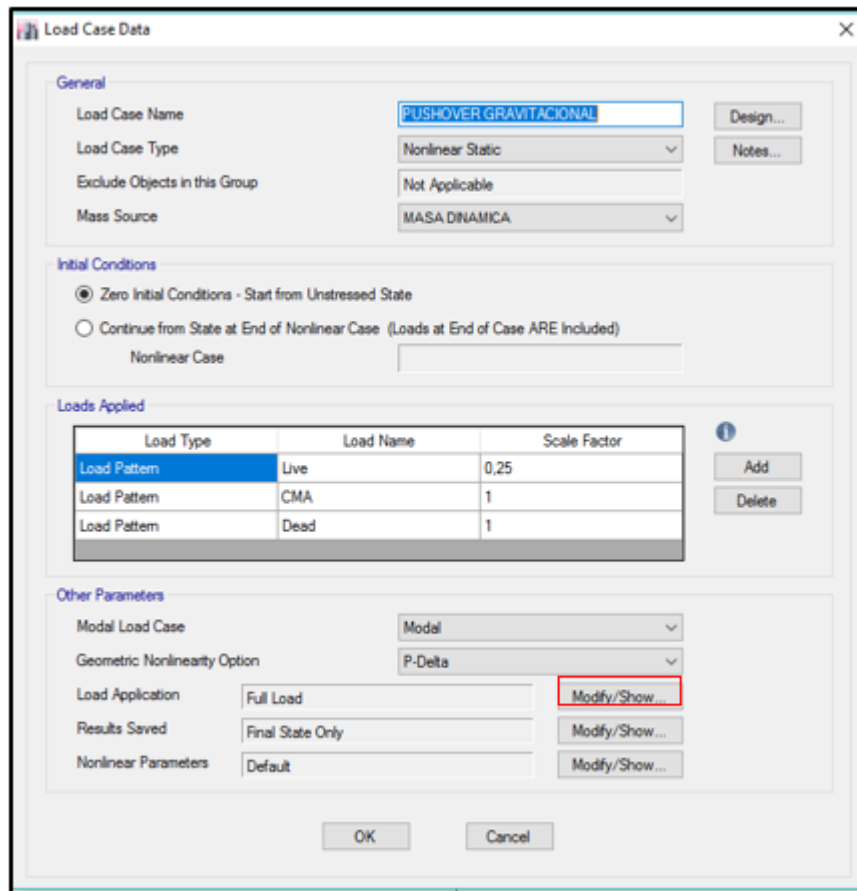
Gráfico 71. Ventana del software Etabs la definición de los casos de carga.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

La importancia de crear la carga no lineal gravitacional es debido a que en la realidad antes de que la estructura se encuentre sometida a la acción de las cargas sísmicas, ya estará deformada debido a la acción que ejercen las cargas gravitacionales sobre la misma.

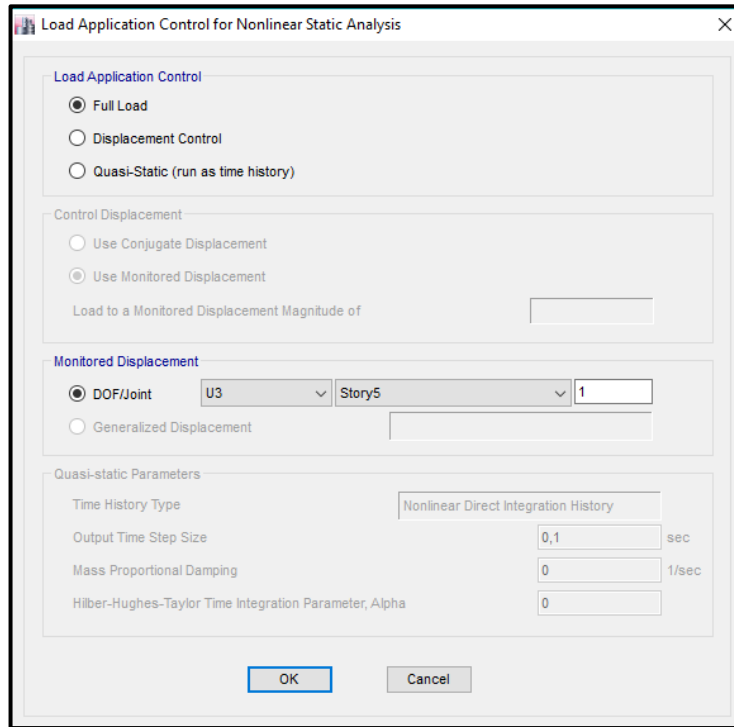
Gráfico 72. Definición del caso de carga gravitacional para el análisis Pushover.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

Es necesario verificar la dirección de desplazamiento que en este caso debe ser U3.

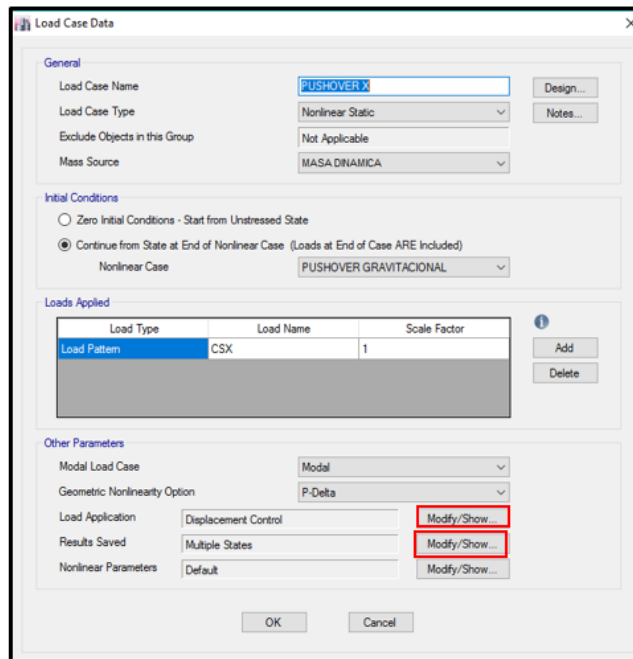
Gráfico 73. Control para la aplicación de la carga en el análisis Pushover.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

4.2.1.2.2.2. Casos de carga no lineal, Pushover.

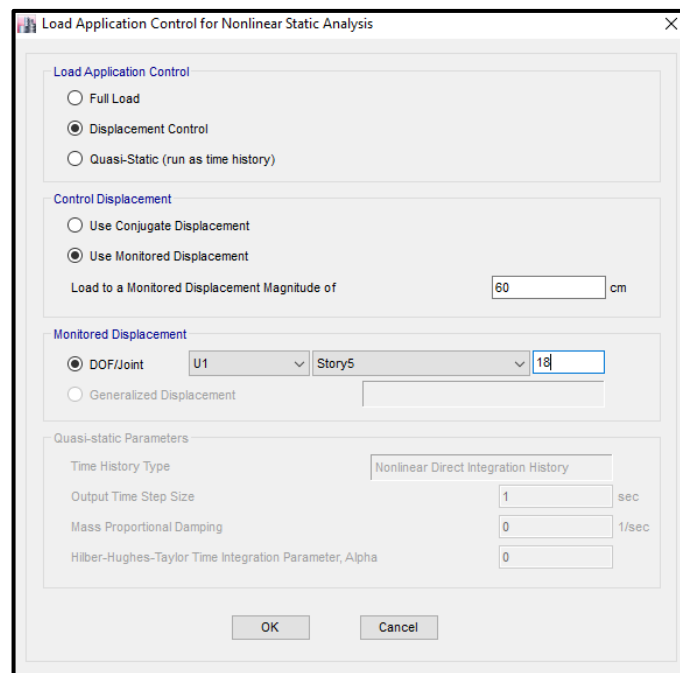
Gráfico 74. Caso de carga para el análisis Pushover en la dirección X.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

A continuación, se seleccionará la opción **Modify/Show** y se procede a modificar como se muestra en el siguiente gráfico, para controlar la aplicación de la carga seleccionar **Displacement Control**, la magnitud de la carga corresponde al 4% de la altura total del edificio (60cm), la dirección de la carga es U1 para el PUSHOVER X y se aplicara en el punto 18 de la estructura, que para este caso es donde se encuentra ubicado el centro de masas en el último piso. Todo esto de acuerdo con las especificaciones del FEMA 440.

Gráfico 75. Control del desplazamiento en la dirección X.

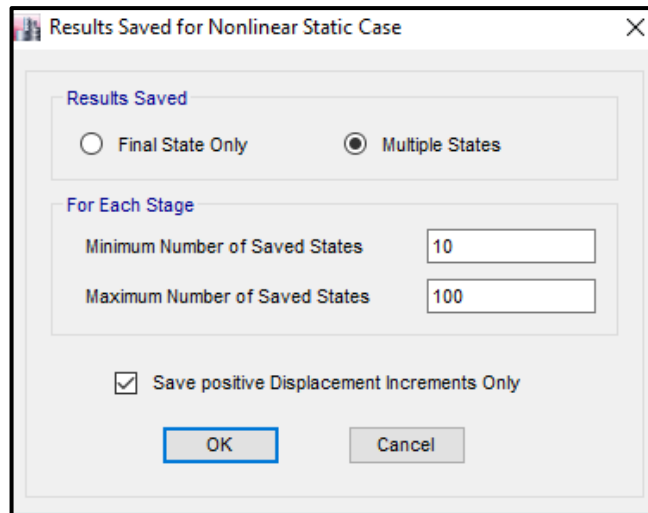


Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

También es necesario controlar el número de pasos en que se quiere que se analice la estructura, es decir el número de resultados que entregará el programa para ver cómo la estructura responde durante la carga. Esto es muy importante para que la curva Pushover se genere adecuadamente.

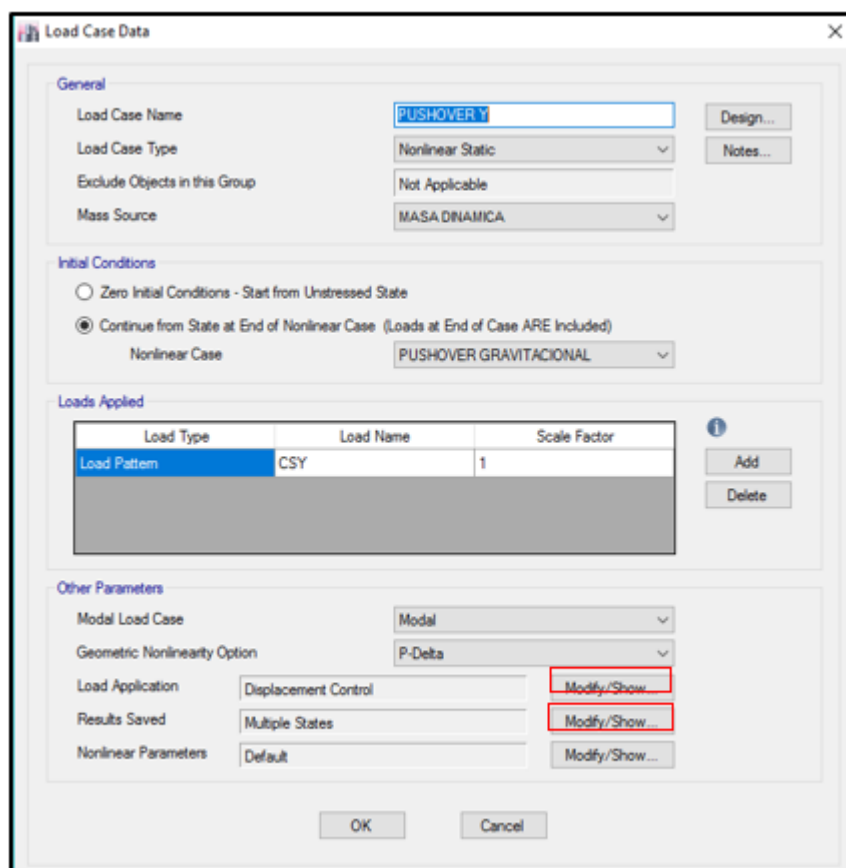
En el gráfico 72 se ha seleccionado únicamente la opción **Multiple States**, y por defecto aparece un valor mínimo de 10 pasos y un máximo de 100.

Gráfico 76. Control del número de pasos de análisis en el sentido X.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

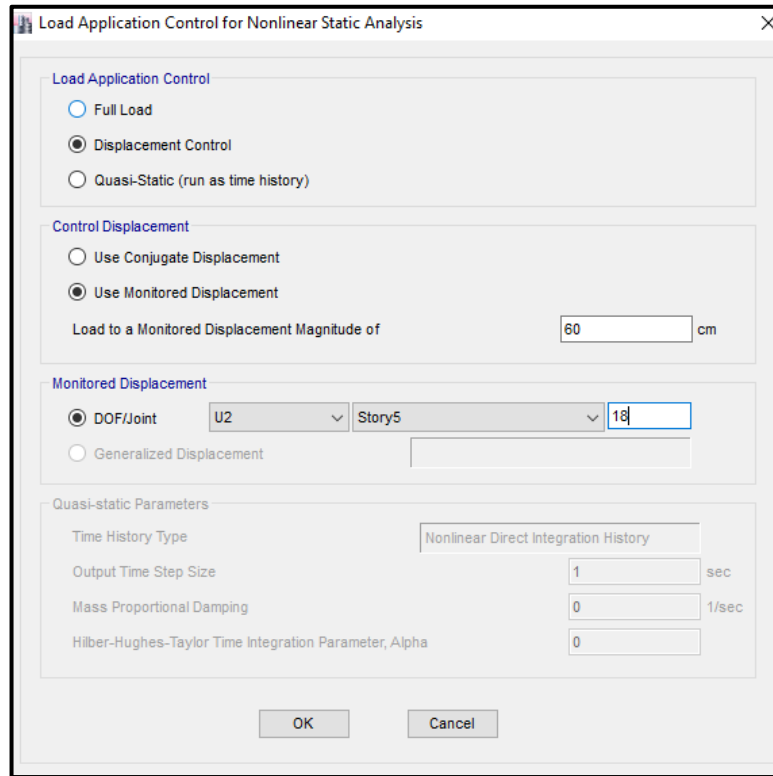
Gráfico 77. Definición de la carga no lineal en el sentido Y para el análisis Pushover.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

Para controlar los desplazamientos del caso PUSHOVER Y se procede de la misma forma que para definir el PUSOVER X con la diferencia de que la aplicación de la carga es en el sentido U2.

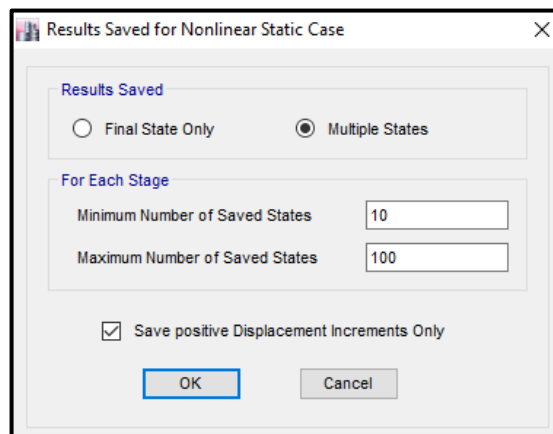
Gráfico 78. Control del desplazamiento en la dirección Y.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

En cuanto al número de pasos para el análisis, de igual forma se selecciona la opción **Multiple States**.

Gráfico 79. Control del número de pasos de análisis en el sentido Y.



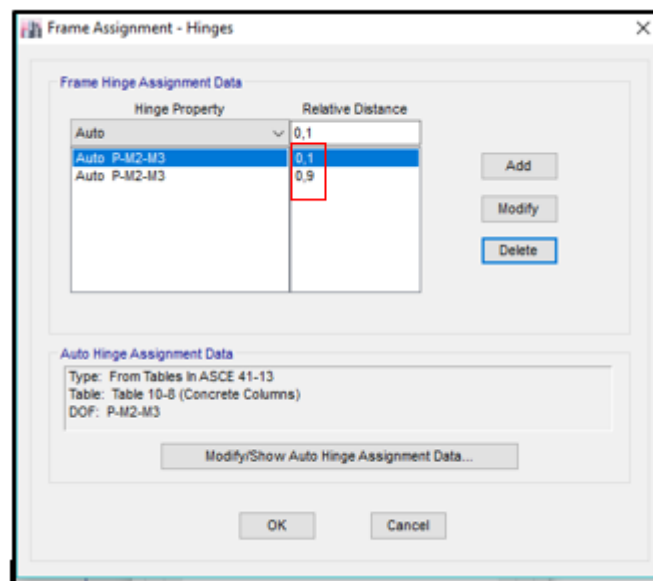
Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

4.2.1.2.3. Asignación de rotulas plásticas.

Para generar las rotulas plásticas se debe seleccionar el elemento estructural, en este caso vigas y columnas y a continuación se escoge la opción **Assign / Frame/ Hinges** como se muestra en el siguiente gráfico.

- **Columnas.**

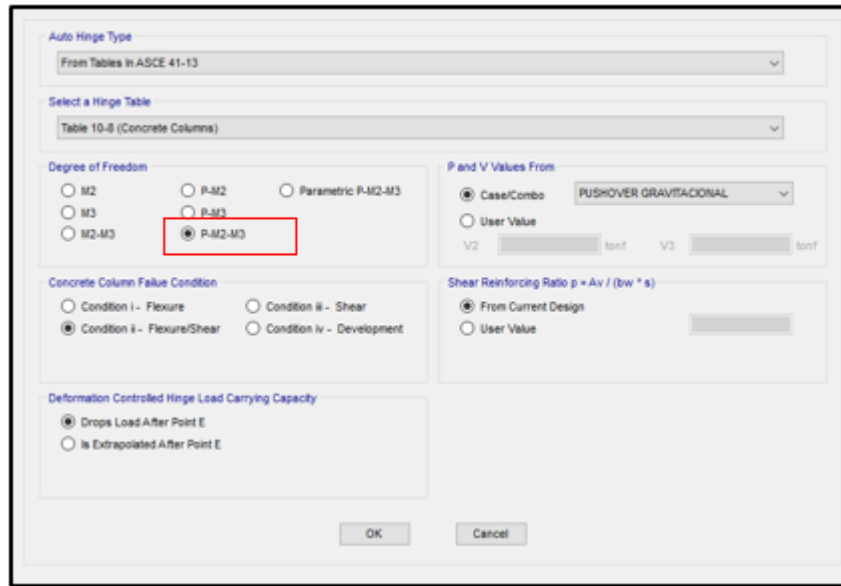
Gráfico 80. Asignación de rotulas plásticas en las columnas de la estructura.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

Considerando que en las columnas se tienen los efectos predominantes tanto de flexión como de carga axial, es decir el elemento actúa a flexo-compresión, por lo que ahora este será el criterio con el que se modelarán las rótulas plásticas en dichos elementos.

Gráfico 81. Configuración de las propiedades de las rótulas plásticas para columnas.

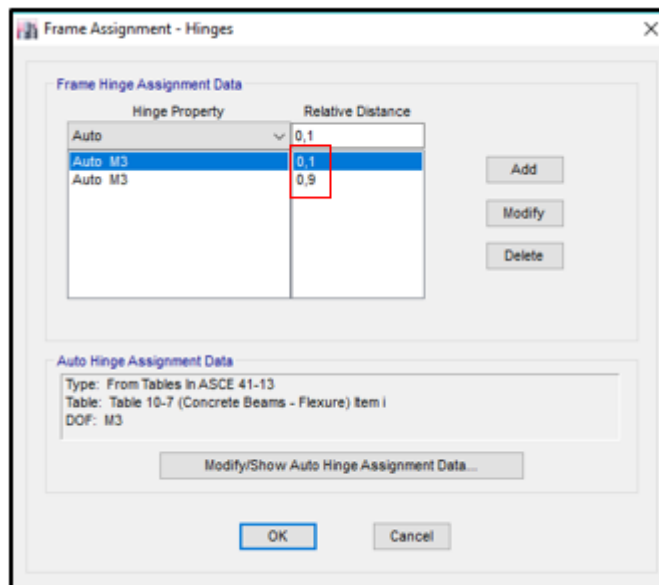


Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

- **Vigas.**

De igual forma que en las columnas se procede a asignar las rotulas plásticas en todas las vigas de la estructura.

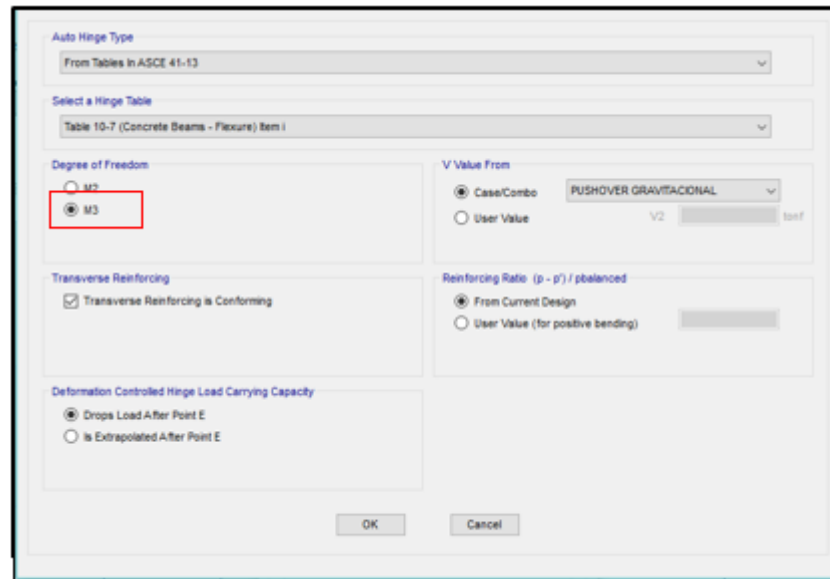
Gráfico 82. Asignación de rotulas plásticas en las vigas de la estructura.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

Para asignar las rotulas plásticas en las vigas es necesario tomar en cuenta que estas presentan un comportamiento dúctil, es decir que van a disipar energía debido a que entran en el rango inelástico, Además que en las vigas predomina la flexión, considerando estos criterios se procede a definir las rotulas plásticas.

Gráfico 83. Configuración de las propiedades de las rótulas plásticas para columnas.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

4.2.1.2.4. Análisis e interpretación de resultados.

Una vez que ya se han definido los parámetros del método Pushover, se debe ejecutar el programa como un análisis normal, es decir se tiene que realizar primero un análisis estático. Cuando se ha realizado esto, se debe ejecutar el análisis estático no lineal ingresando al menú **Analyze /Set Loads Cases To Run**, y seleccionar los casos de carga que se van a correr, en este caso desactivamos todo sobre el análisis modal Espectral, y finalmente dar click en la opción **Run Analysis**.

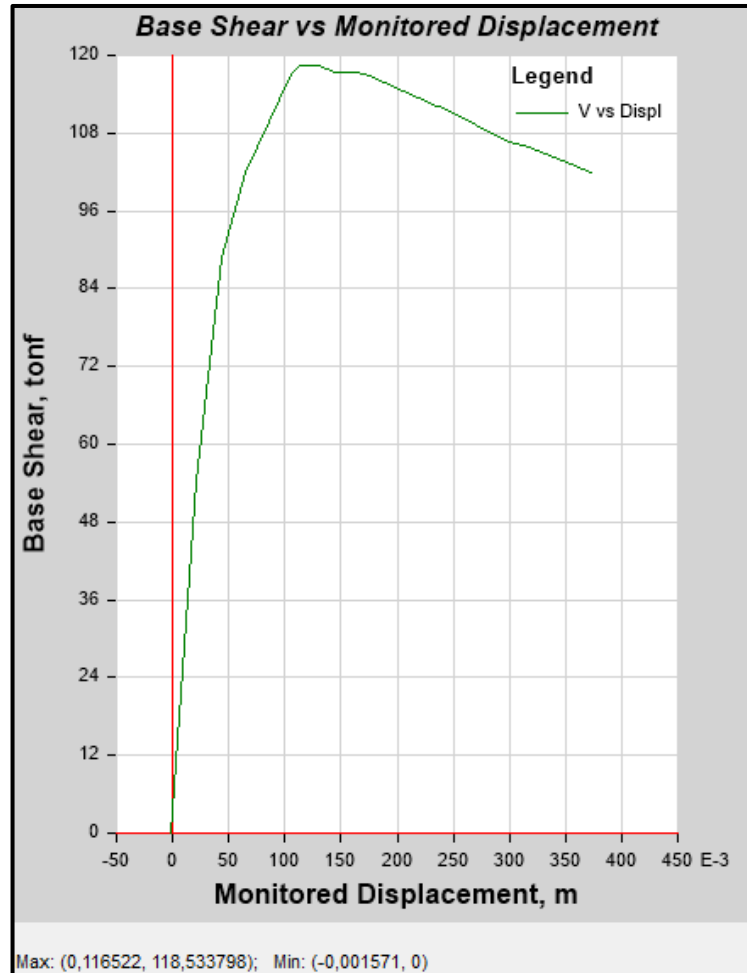
4.2.1.2.4.1. Curva de Pushover.

Luego de haber ejecutado el Análisis No lineal Estático, el software ETABS nos provee de la herramienta **Show Static Pushover Curve**, la cual nos presenta la curva de capacidad es decir una gráfica Cortante Basal vs. Desplazamiento controlado.

La curva Pushover nos permite verificar cual es la carga lateral máxima que resistirá la estructura en estudio antes del colapso, para lo cual lo podremos visualizar

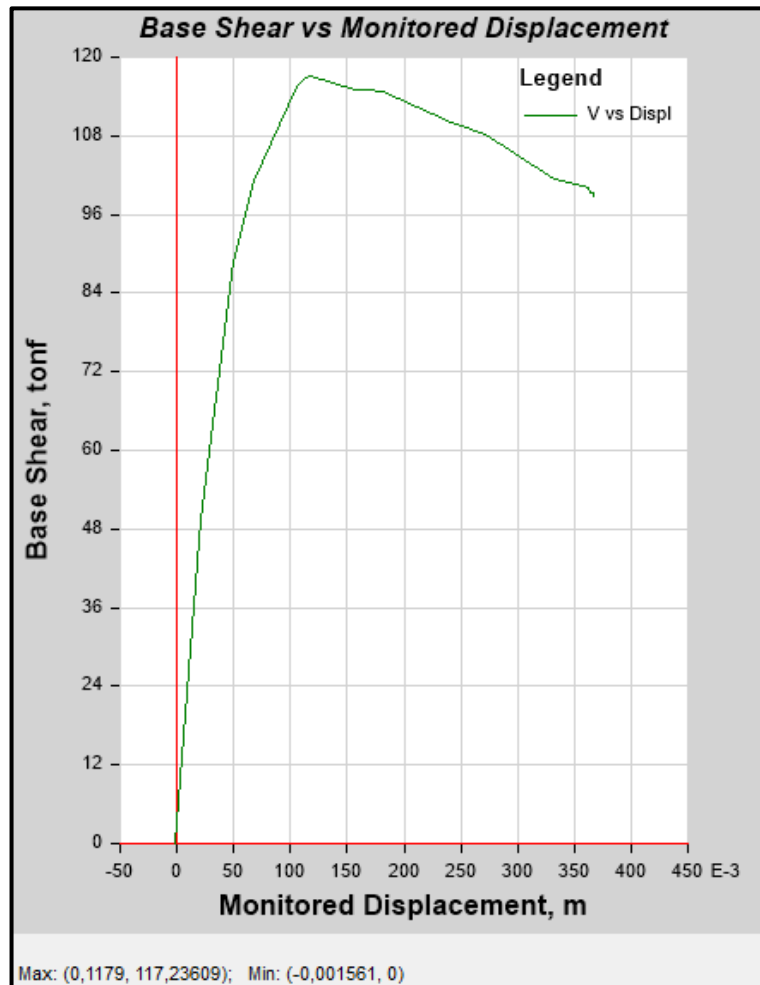
seleccionando la opción **Display/ Show Static Pushover Curve**, tras lo cual aparecerá la curva de capacidad de la edificación analizada, los resultados entregados por el programa para cada caso de carga no lineal se pueden apreciar en los gráficos a continuación.

Gráfico 84. Curva de capacidad para el caso de carga PUSHOVERX.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

Gráfico 85. Curva de capacidad para el caso de carga PUSHOVER Y.

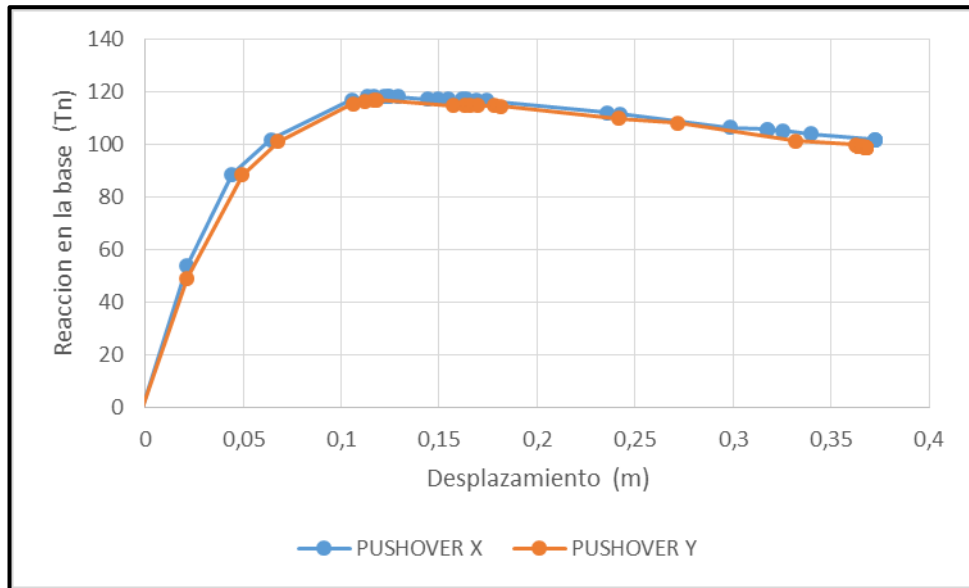


Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

En los gráficos 84 y 85 se puede observar que la curva de capacidad tiene un primer tramo que es prácticamente lineal, y que corresponde al comportamiento elástico de la estructura, de la misma forma presenta un segundo tramo que indica que la estructura ha entrado en un rango inelástico, presentándose una degradación gradual de la rigidez lateral de la estructura.

Con la finalidad de evaluar de mejor manera los resultados obtenidos, se ha realizado un gráfico comparativo (gráfico 86), entre la curva de capacidad del caso PUSHOVER X y PUSHOVER Y, en donde se puede notar que la variación entre las mismas es mínima, esto se debe a que la estructura tiene casi las mismas dimensiones tanto en el sentido X como en el sentido Y.

Gráfico 86. Gráfico comparativo entre la curva de capacidad de PUSHOVER X y PUSHOVER Y.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

Tabla 33. Tabla de datos de las curvas de capacidad en la dirección X y Y.

Paso	PUSHOVER X		PUSHOVER Y	
	Monitored Displ (m)	Base Force (Tn)	Monitored Displ (m)	Base Force (Tn)
0	-0,001571	0	-0,001561	0
1	0,021466	54,1879	0,021252	49,4038
2	0,044086	88,7745	0,049417	88,7084
3	0,064104	102,0078	0,067751	101,2608
4	0,105451	117,0376	0,106199	115,582
5	0,113139	118,3715	0,112245	116,7223
6	0,116522	118,5338	0,116506	117,1643
7	0,122	118,376	0,1179	117,2361
8	0,123563	118,3913	0,157515	114,9119
9	0,124241	118,4057	0,162796	115,0265
10	0,12911	118,3721	0,1657	115,0376
11	0,144429	117,3565	0,169566	115,0122
12	0,149633	117,4052	0,177982	114,8619
13	0,154625	117,4217	0,181635	114,6919
14	0,161833	117,3863	0,241635	110,0684
15	0,163782	117,3685	0,271635	108,2988
16	0,169253	117,0894	0,331635	101,4275
17	0,174421	116,9054	0,362875	100,0385
18	0,235868	112,2095	0,363642	99,4127
19	0,241976	111,8809	0,363643	99,4131
20	0,298384	106,6634	0,363649	99,3499
21	0,317534	105,8101	0,364331	99,3768
22	0,317648	105,7997	0,366716	99,3179
23	0,325103	105,4118	0,367461	98,7887
24	0,339722	104,1902	0,367498	98,8054
25	0,372346	101,9504	0,367517	98,8015
26	0,372395	101,9108	0,367526	98,803
27	0,372407	101,8936	0,367526	98,8031
28			0,367529	98,8034
29			0,367529	98,8034
30			0,367529	98,8035

Fuente: Software ETABS 2016.

En la tabla anterior se puede observar que para la dirección en X el máximo desplazamiento global lateral antes del colapso **37,24 cm**, mientras que para la dirección en Y es de **36,75 cm**, la carga lateral de colapso esperada es de **101,89 Tn** y **98,80 Tn** respectivamente.

Con los resultados obtenidos de las curvas de capacidad de los casos PUSHOVER X y PUSHOVER Y se han analizado las máximas cargas laterales probables de colapso de la estructura, así como los desplazamientos globales de la misma en cada una de las direcciones de análisis, sin embargo se desconoce la respuesta máxima que la estructura presentará cuando se produzca un sismo y tampoco se conoce el punto de desempeño de la estructura.

Según la norma NEC 2015, las estructuras de ocupación especial como la que se analiza en esta tesis deben ser verificadas para el nivel de No- colapso, es decir ante un terremoto de 2500 años de periodo de retorno (probabilidad anual de excedencia 0.0004).

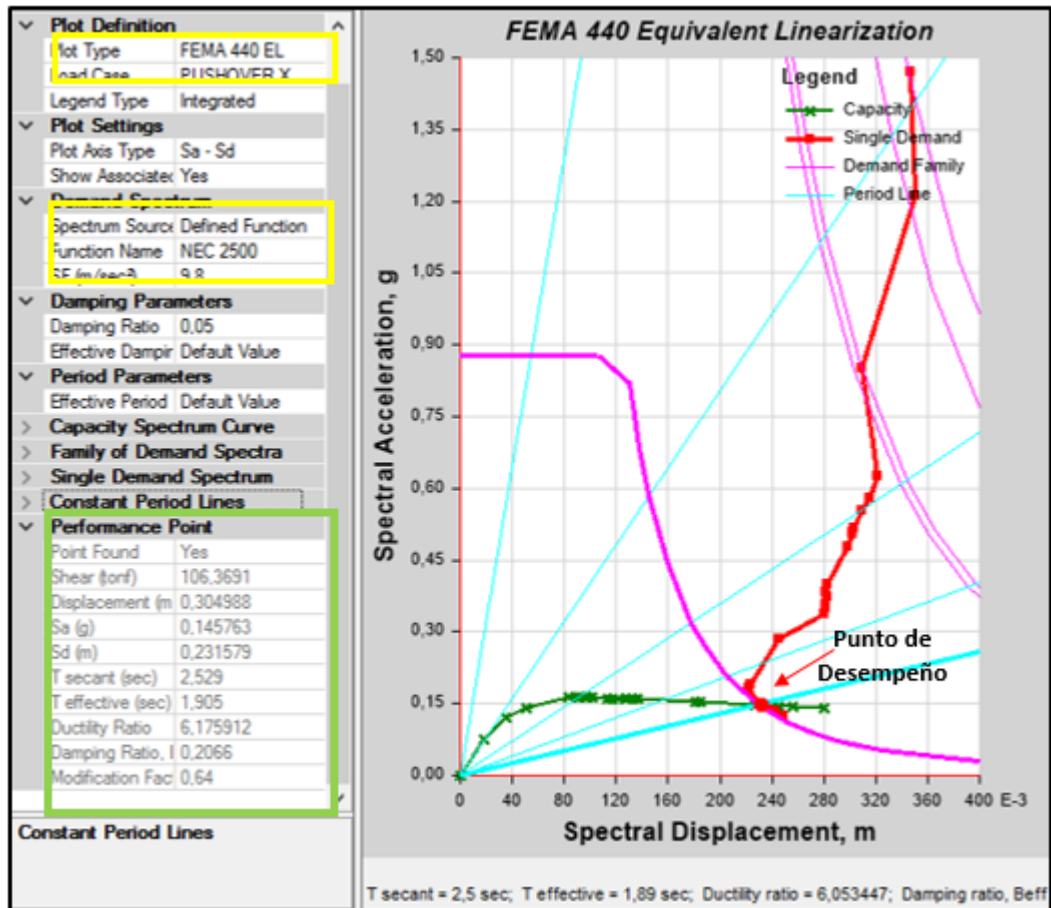
4.2.1.2.4.2. Análisis del punto de desempeño.

Según FEMA 440 para el cálculo del punto de desempeño se deberá trabajar con un espectro elástico, es decir sin tomar en cuenta el factor de reducción de respuesta R, debido que un espectro elástico contempla la demanda total de la estructura para el nivel de sismo a analizar al que estará sometida la misma, de lo contrario se reduce la demanda y los resultados no corresponden al tipo de sismo que se quiere analizar.

El procedimiento para la obtención del punto de desempeño por el método mejorado propuesto por el FEMA 440 de **Linearización Equivalente** se encuentra descrito en los gráficos 83 y 84, de acuerdo a cada una de las curvas de capacidad, con los cuales procederemos a realizar un análisis de los resultados obtenidos para cada caso, el procedimiento que se debe realizar en el programa es seleccionar en **plot type** la opción **FEMA 440 EL** que corresponde al método mejorado de Linearización equivalente, el siguiente paso es seleccionar el caso no lineal que puede ser PUSHOVER X o PUSHOVER Y , Luego se debe introducir en la sección "DEMAND SPECTRUM" el espectro con el que se va a verificar el desempeño de la estructura, que para este caso es el obtenido mediante las curvas de peligro sísmico para un periodo de retorno de 2500 años que propone la norma ecuatoriana NEC 2015 para estructuras de ocupación especial, finalmente es necesario verificar que el factor de escala SF corresponda al valor de la aceleración de la gravedad (9.81 m/sec²).

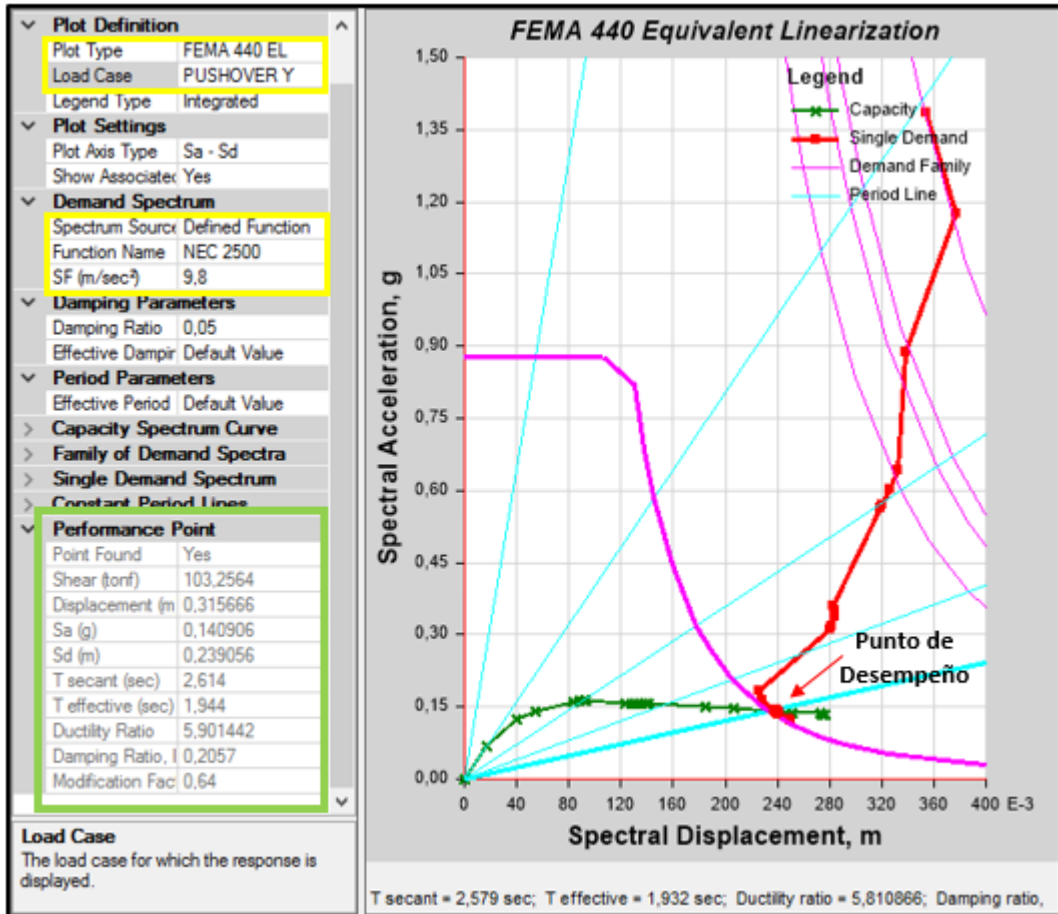
Una vez que han sido configurados los parámetros descritos anteriormente, en la opción **Performance Point**, aparecerán los valores obtenidos para el punto de desempeño de la estructura en estudio.

Gráfico 87. Punto de Desempeño para el caso PUSHOVER X según el método mejorado de Linerización Equivalente propuesto por el FEMA 440.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

Gráfico 88. Punto de Desempeño para el caso PUSHOVER Y según el método mejorado de Linerización Equivalente propuesto por el FEMA 440.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

Tabla 34. Tabla de resumen del cálculo del punto de desempeño empleando el método de Linearización equivalente propuesto por el FEMA 440

MÉTODO DE LINEARIZACIÓN EQUIVALENTE (FEMA 440)		
	PUSHOVER X	PUSHOVER Y
Shear (Tn)	106,3691	103,2564
Displacement (m)	0,304988	0,315666
Sa (g)	0,145763	0,140906
Sd (m)	0,231579	0,239056
T secant (seg)	2,529	2,614
T effective (sec)	1,905	1,944
Ductility Radio	6,175912	5,901442
Damping Radio, Beff	0,2066	0,2057
Modification Factor, M	0,64	0,64

Fuente: Software ETABS 2016.

En la tabla anterior se puede observar un resumen de los resultados obtenidos tanto para PUSOVER X como para PUSHOVER Y, y se puede constatar que los resultados son similares sin embargo es importante realizar por lo menos dos análisis estáticos no lineales cada uno empleando diferentes vectores de carga tal y como lo sugieren las normativas FEMA440 y ASCE - 41ya que de esta manera se puede comparar y elegir el que presente el valor más crítico, se debe tomar en cuenta el mayor desplazamiento obtenido debido a que el daño estructural se relaciona más con el desplazamiento que con la resistencia lateral, es por eso que cuando existen excesivas deformaciones, estas ocasionan daños en los elementos estructurales y no estructurales.

4.2.1.2.4.3. Nivel de desempeño alcanzado por la estructura.

Una vez determinado el punto de desempeño de la estructura para un sismo con un periodo de retorno de 2500 años, es necesario verificar dentro de que nivel de desempeño se encuentra dicho punto.

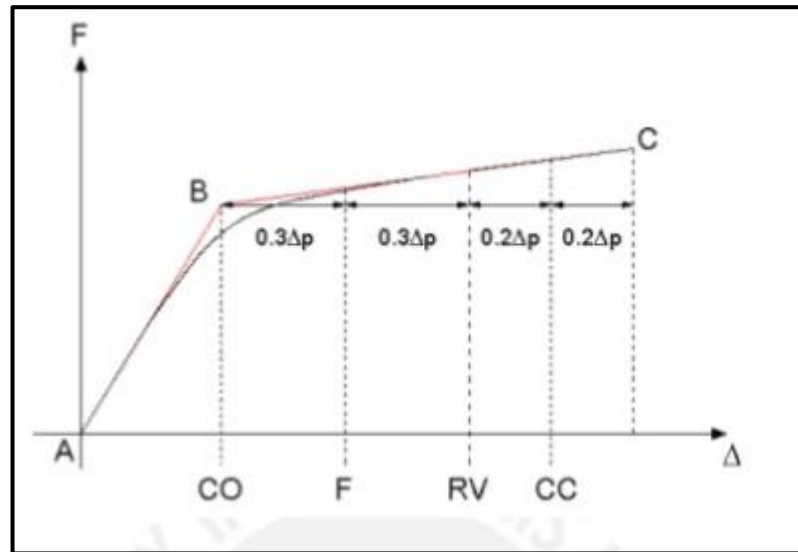
Tabla 35. Niveles de desempeño para edificios propuesto por el comité visión 2000.

Nivel de Desempeño	Descripción
Completamente Operacional (CO)	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando servicio.
Funcional (F)	Agrietamiento en elementos estructurales. Daño leve y moderado en elementos arquitectónicos. Los sistemas de evacuación y seguridad funcionan con normalidad.
Resguardo de la vida (RV)	Daño moderado en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse.
Cerca al Colapso (CC)	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Colapso (C)	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

Fuente: Comité visión 2000.

Desde el punto de vista estructural, los niveles de desempeño corresponden a sectores definidos de la curva de capacidad de la estructura. Para sectorizar la curva de capacidad debe encontrarse la fluencia efectiva para definir el tramo elástico e inelástico de la estructura. El tramo inelástico de la curva de capacidad se divide en cuatro sectores definidos por fracciones de ΔP a las cuales se asocia un nivel de desempeño. El gráfico 20 muestra la propuesta del comité visión 2000 del SEAOC al respecto.

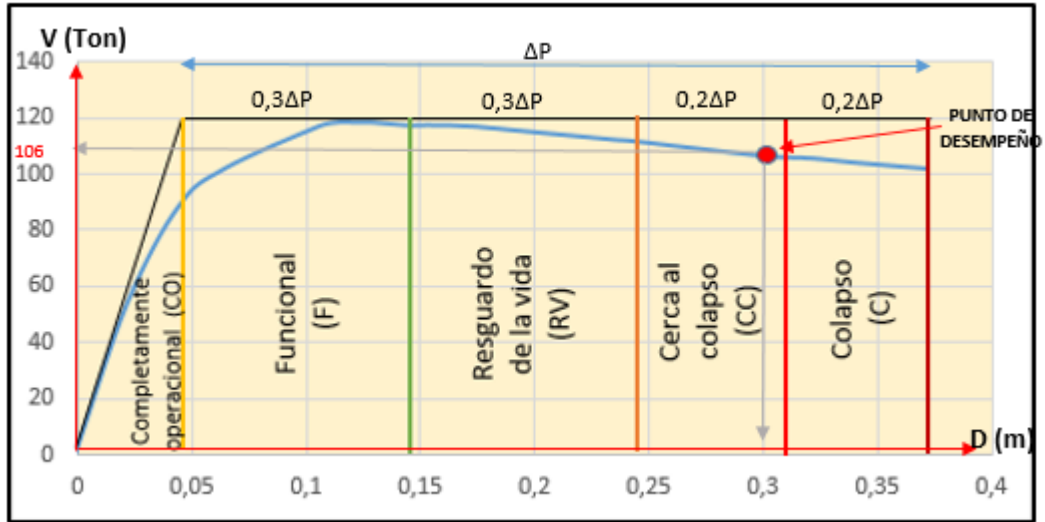
Gráfico 89. Sectorización de la curva de capacidad propuesta por el comité visión 2000.



Fuente: Comité Visión 2000

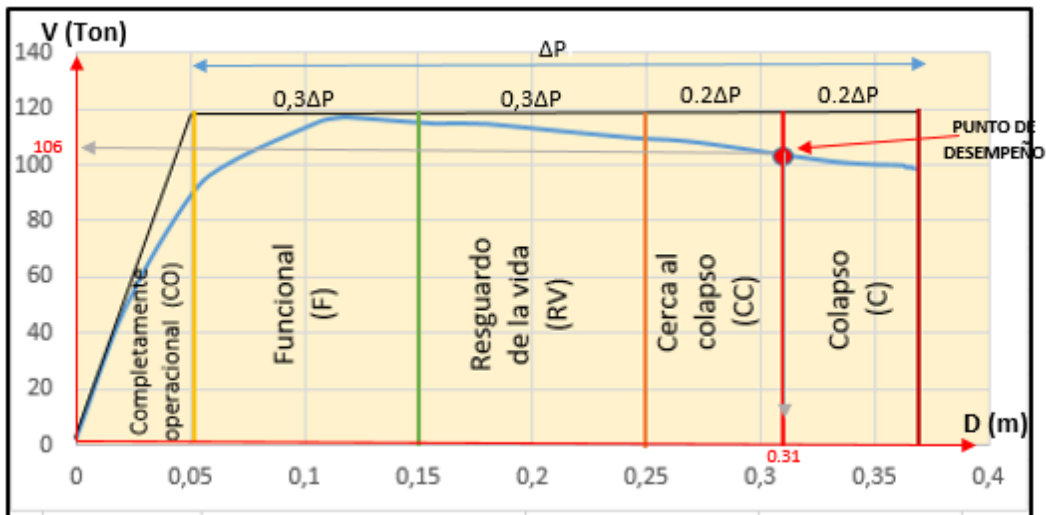
Para determinar si la estructura alcanza el objetivo de desempeño esperado, se compara la respuesta obtenida a partir del análisis estático no lineal Pushover con los límites para los niveles de desempeño señalados en el gráfico 89.

Gráfico 90. Verificación del nivel de desempeño para el caso PUSHOVER X mediante la aplicación de la sectorización de la curva de capacidad según criterios del comité visión 2000.



Elaborado por: Núñez Alba.

Gráfico 91. Verificación del nivel de desempeño para el caso PUSHOVER Y mediante la aplicación de la sectorización de la curva de capacidad según criterios del comité visión 2000.



Elaborado por: Núñez Alba.

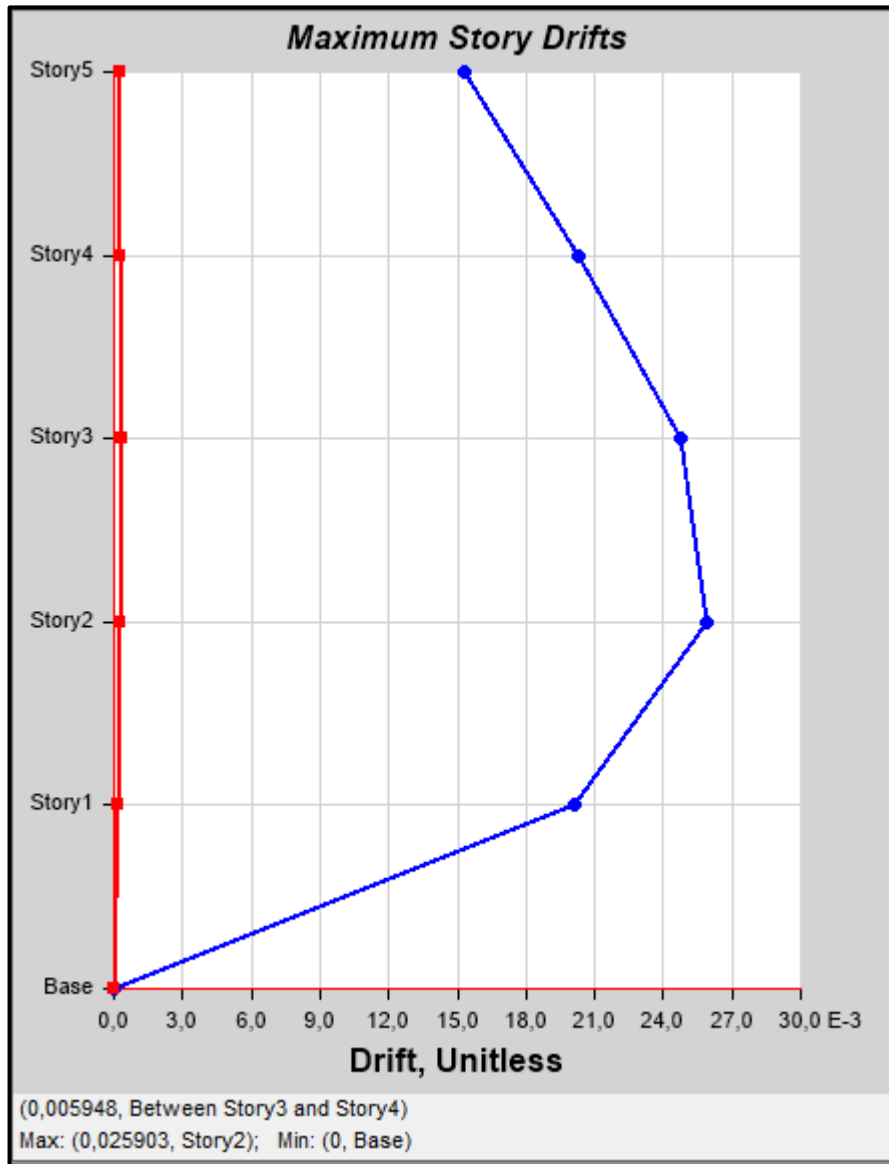
Se ha realizado la verificación del punto de desempeño con el análisis pushover para un sismo de 2500 años de periodo de retorno, y posteriormente con la sectorización de la curva de capacidad de acuerdo a VISION 2000, y se puede verificar que el punto de desempeño se encuentra dentro del nivel “Cerca del colapso” (CC) para el

caso PUSHOVER X (gráfico 90) y en el límite del nivel de “Colapso” (C) para el caso PUSHOVER Y (gráfico 91), con lo cual se puede deducir que la estructura ha sufrido graves daños tanto en sus componentes estructurales como no estructurales, es decir ha incurrido en el rango inelástico, en algunos elementos los daños son irreversibles y puede ser necesaria la demolición del edificio.

Por tratarse de una edificación de ocupación especial la norma NEC 2015 exige la verificación de “No-colapso” únicamente para un sismo de 2500 años de periodo de retorno, sin embargo, probablemente para un sismo con un periodo de retorno de 475 años la estructura permanezca dentro del nivel de seguridad de vida que sería lo óptimo.

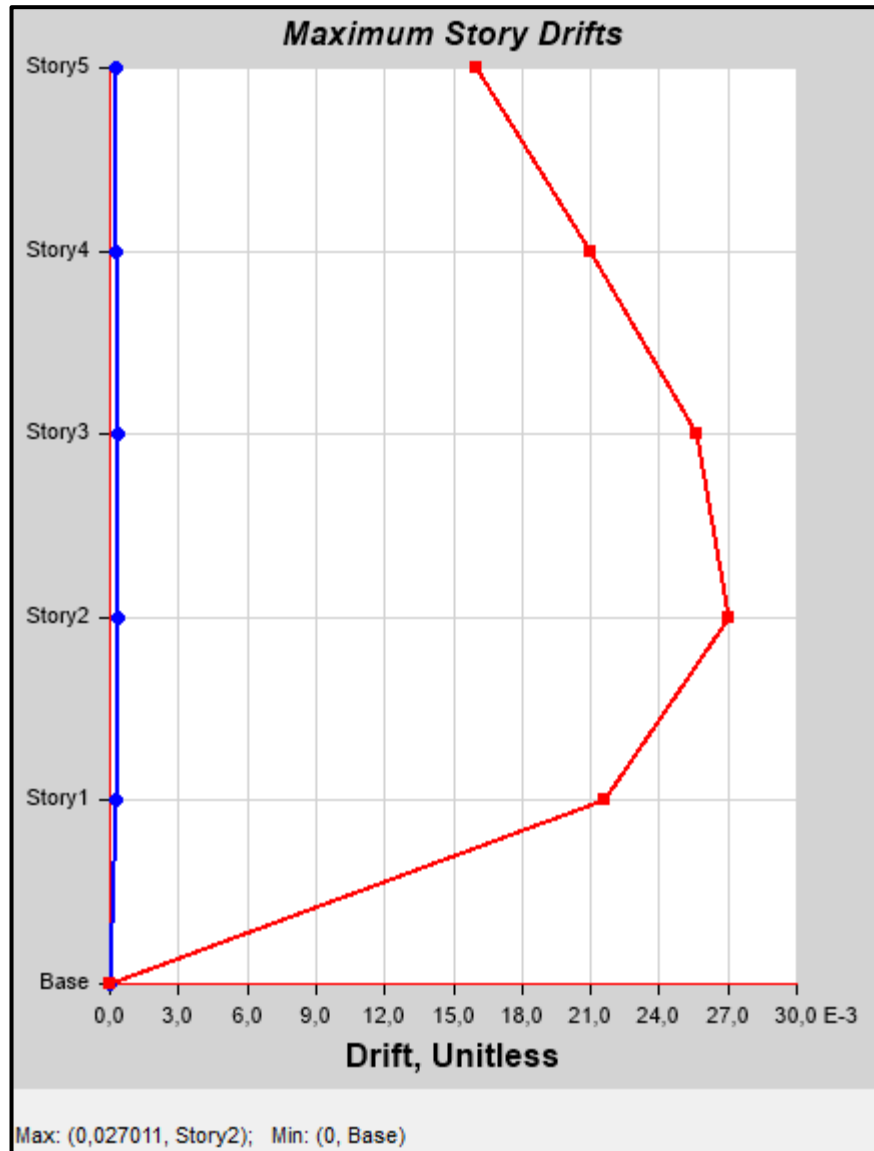
4.2.1.2.4.4. Derivas de piso de la estructura.

Gráfico 92. Derivas de piso de la estructura sometida al análisis Pushover, por el caso de caso PUSHOVER X.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

Gráfico 93. Derivas de piso de la estructura sometida al análisis Pushover, por el caso de caso PUSHOVER Y.



En los gráficos 92 y 93 se pueden observar las derivas máximas obtenidas luego de realizar el análisis Pushover, en el sentido X, la deriva máxima es 0,027 y en el sentido Y es de 0,025, en ambos casos la deriva máxima se encuentra en el segundo piso, y tomando en cuenta el requerimiento de la norma NEC, se puede concluir que las derivas se encuentran en el límite de lo permisible.

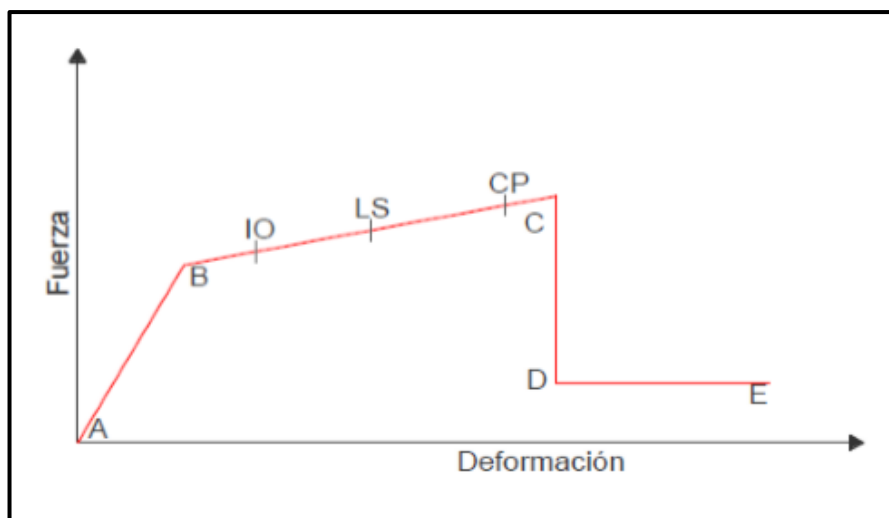
Según la norma NEC las derivas de una edificación no deben superar el valor de 0,02 con la finalidad de garantizar un diseño sísmico eficiente, sin embargo esto se toma en cuenta luego de multiplicar la deriva obtenida por el valor de R y por 0,75, pero en el caso del análisis Pushover al ser un análisis no lineal, no es necesario realizar esta corrección, y se toma la deriva neta obtenida del análisis.

4.2.1.2.4.5.Mecanismo de colapso de la estructura.

Según el código FEMA 273 se identifican los puntos A, B, C, D, y E que son usados para definir el comportamiento de deflexión de la articulación, además de tres puntos IO, LS y CP que son usados para definir los criterios de aceptación para la articulación. (Los puntos IO, LS y CP significan Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Prevención de Colapso respectivamente.), los valores de deformación que pertenecen a cada uno de estos puntos IO, LS, CP varían dependiendo del tipo de elemento estructural.

En la siguiente imagen se puede observar la curva de deformación plástica, que indica la fuerza y la deformación en una rótula plástica. En dicha curva se identifican los puntos A, B, C, D, E, IO, LS y CP mencionados anteriormente.

Gráfico 94. Curva de deformación plástica, que indica la fuerza y la deformación en una rótula plástica.



Elaborado por: Núñez Alba.

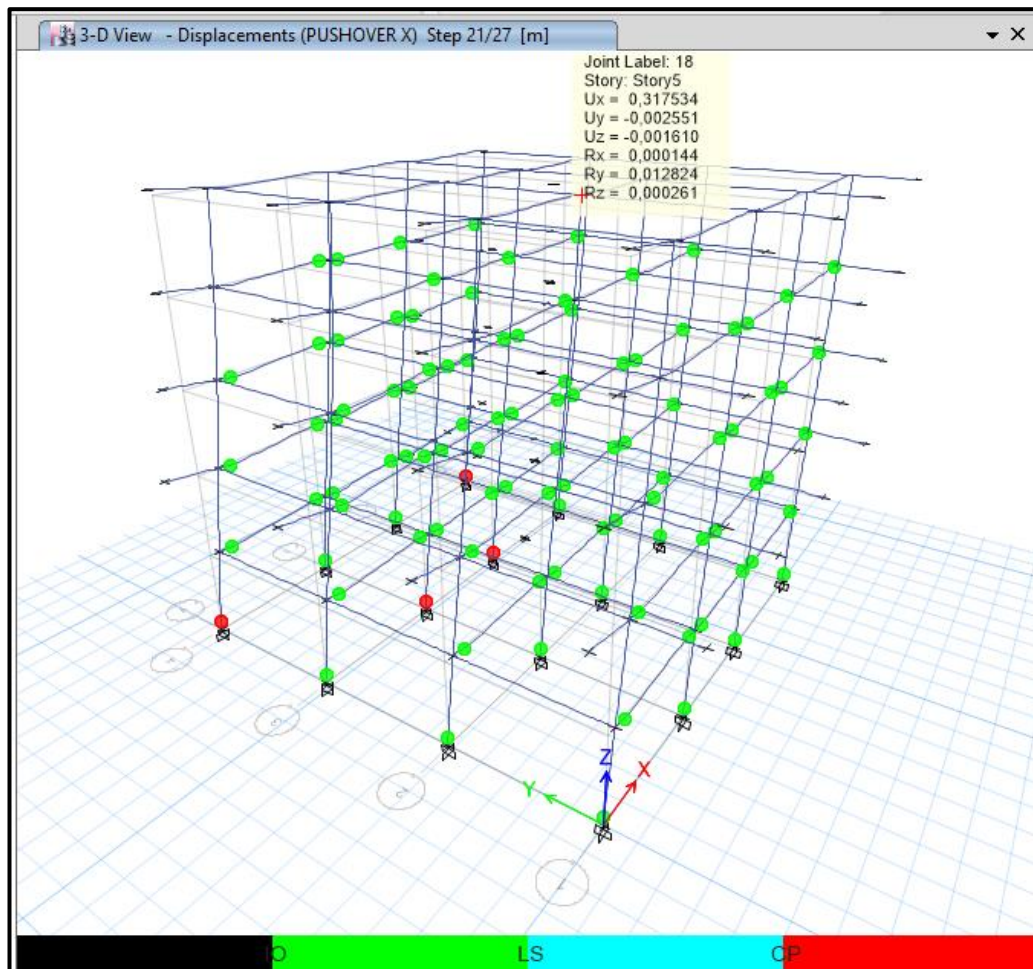
A continuación, se definen cada uno de los puntos identificados en la curva de deformación plástica, y su interpretación referente al diseño por desempeño de la estructura.

- **A: Origen.** -Corresponde a la condición sin carga lateral.
- **B: Límite de fluencia nominal.** - Corresponde al inicio de daños estructurales.

- **C: Límite de seguridad estructural.** - Representa el punto de máxima capacidad, el tramo entre B y C tiene una pendiente entre 5% y 10%, pero debido a que el punto C es difícil de predecir, puede considerarse una línea recta horizontal. La abscisa en el punto C corresponde a la deformación en la cual comienza una significativa degradación de la resistencia, luego de esta deformación, no se garantiza que la estructura permanezca en el rango elástico.
- **D: Esfuerzo residual.** - Los tramos C-D y D-E pueden tener una pendiente especificada, la reducción en la resistencia de C a D representa el fracaso inicial del elemento estructural, esto puede estar asociado con la fractura del refuerzo longitudinal, desprendimiento del hormigón o fallas en el confinamiento del refuerzo transversal, Luego del punto C no es confiable la resistencia a las cargas laterales, por lo tanto, la estructura no debe deformarse más allá de este punto.
- **E: Colapso.** - Este punto representa la máxima deformación de la estructura, más allá del cual el elemento ya no puede sostener la carga gravitacional, en algunos casos, la falla inicial en C puede resultar en la pérdida de resistencia gravitacional, en cuyo caso el punto E puede tener una deformación igual que en C.

Para obtener las deformaciones en cada uno de los pórticos de la estructura, se debe seleccionar las **opciones Display/Show Deformed Shape** y en la ventana que se despliega a continuación se selecciona el caso no lineal usado que puede ser PUSHOVER X o PUSHOVER Y.

Gráfico 95. Deformación global de la estructura debida al caso de carga no lineal PUSHOVER X.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

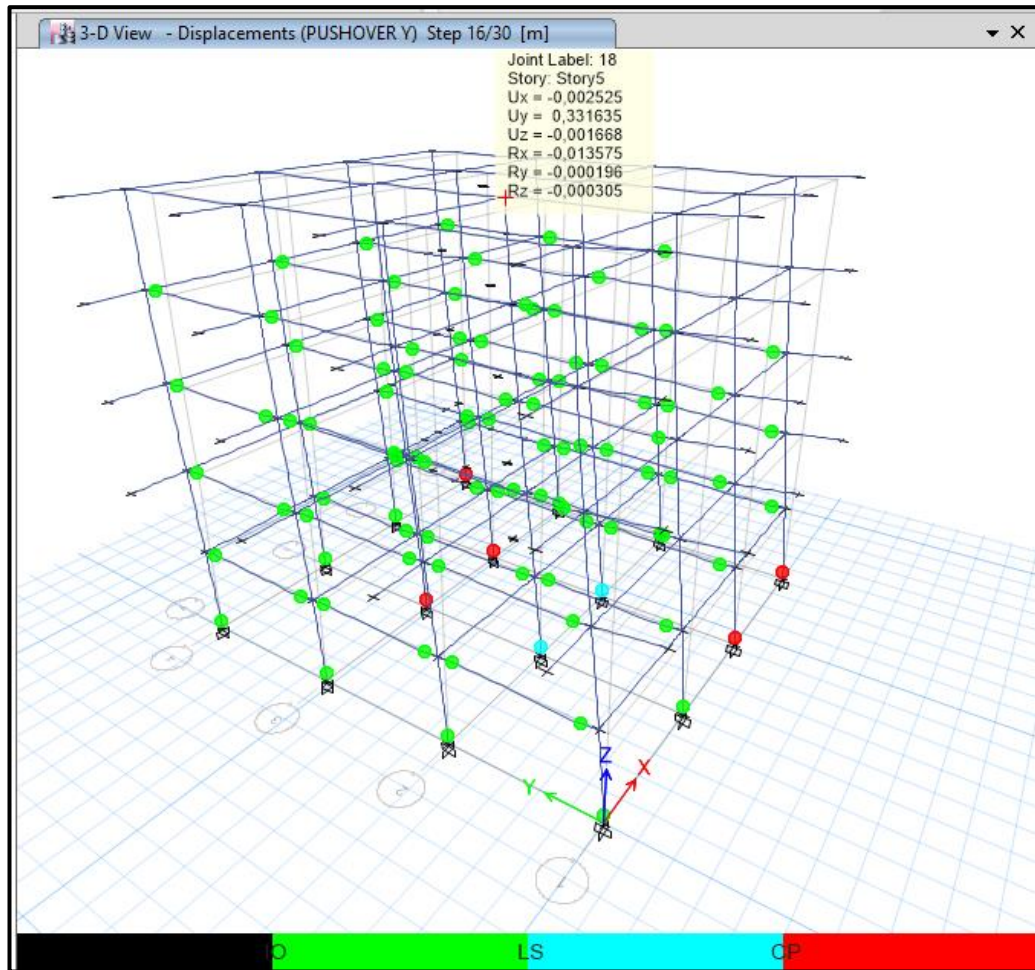
Con la finalidad de evaluar el comportamiento global de la estructura en el gráfico 95 se muestra la deformación total de la edificación debida al caso de carga no lineal PUSHOVER X en el paso 21, en donde se observa que la estructura presenta su máximo desplazamiento de 31 cm, formándose rótulas en todas las vigas y en todas las columnas del primer piso, con un nivel de “Ocupación inmediata”(color verde), provocando una disminución de forma progresiva en la resistencia de la estructura, además se verifica que únicamente en 4 columnas del primer piso se han formado rotulas con un nivel de “Prevención de colapso” (color rojo), este hecho produce un piso débil y con ello el colapso violento de la edificación.

Finalmente se deduce que la edificación en estudio no cumple con el requerimiento de la norma Ecuatoriana NEC 2015, que señala que para edificaciones de ocupación especial como la que se está analizando, debe cumplir la verificación de desempeño

de “No-colapso” para un terremoto con un periodo de retorno de 2500 años, sin embargo es importante señalar que la estructura cumple un adecuado criterio Columna Fuerte / Viga Débil, lo cual conduce a obtener sistemas capaces de desarrollar ductilidad y una eficiente disipación de energía durante un evento sísmico.

A continuación, se mostrará el estudio del mecanismo de colapso de la estructura en la dirección Y debido a la acción de la carga no lineal PUSHOVER Y, de la misma forma que para el caso anterior se tomara como referencia el paso en el que se ha presentado el mayor desplazamiento (paso 16).

Gráfico 96. Deformación global de la estructura debido al caso de carga no lineal PUSHOVER Y.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

Al igual que en el caso anterior con la finalidad de evaluar el comportamiento global de la estructura ante el terremoto con un periodo de retorno de 2500 años, se muestra el gráfico 96, en el que se encuentra el desplazamiento global del edificio en el centro de masas de la estructura debido al caso de carga no lineal PUSHOVER Y, se observa que la estructura ha entrado en fluencia formándose rótulas en todas las vigas y en todas las columnas del primer piso, con un nivel de “Ocupación inmediata”(color verde), se observan además 2 columnas del primer piso en donde se han formado rotulas con un nivel de “Seguridad de vida”(color celeste) y 5 rótulas con un nivel de “prevención de colapso (color rojo).

De la misma forma que el caso de análisis anterior, en la dirección Y se concluye que la estructura tampoco cumple con el parámetro de verificación de “No-colapso” para un sismo con un periodo de retorno de 2500 años propuesto por la norma NEC 2015. Sin embargo, es necesario destacar que es normal que se formen rotulas plásticas en las vigas y en la base de columnas del primer nivel, esto es importante además debido al hecho de que de esta manera se demuestra que la estructura cumple un adecuado criterio Columna Fuerte - Viga Débil, lo cual ayuda a obtener sistemas capaces de desarrollar ductilidad y una adecuada disipación de energía.

Realizando una comparación entre los dos mecanismos de colapso, se verifica que cuando se aplica el caso de carga no lineal en la dirección Y “PUSHOVER Y” se produce más daño en la estructura que cuando se aplica el caso de carga en la dirección X “PUSHOVER X, lo cual demuestra que el daño en la estructura no solo tiene que ver con la magnitud de la fuerza sísmica aplicada, sino también con la dirección en que se aplica dicha fuerza a la estructura.

4.2.1.3. Análisis dinámico no lineal Tiempo-Historia.

Cuando la importancia y el comportamiento sísmico de las estructuras lo ameritan es necesario un estudio más refinado para representar con mayor aproximación el comportamiento no-lineal de las estructuras ante fuerzas sísmicas. El método Tiempo-Historia consiste en un modelo matemático que justifica la conducta histerética no-lineal para determinar su respuesta dinámica por métodos de integración numérica.

A continuación, se detalla el procedimiento para llevar a cabo el análisis Tiempo-Historia del edificio en estudio.

Cabe recalcar que este procedimiento esta realizado a partir del análisis modal espectral detallado al inicio de este capítulo.

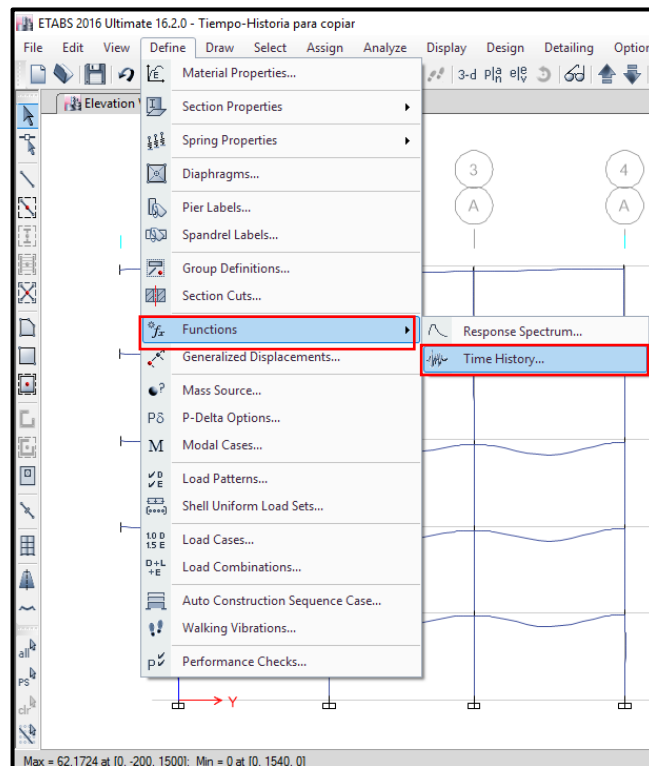
4.2.1.3.1. Definición de acelerogramas sintéticos para el análisis Tiempo-Historia.

La práctica común para el análisis en el dominio temporal de estructuras sometidas a acciones sísmicas utiliza como entrada registros de sismos cercanos al lugar de interés. No obstante, esta información, que no siempre está disponible, induce una

alta incertidumbre en la respuesta estructural, debido a que tales registros no cubren todos los máximos en las bandas de frecuencias de interés. Así mismo las aceleraciones registradas no suelen cumplir los rangos de amplitudes y frecuencias establecidas en los códigos de diseño. La generación de acelerogramas artificiales compatibles con un espectro de respuesta es una excelente herramienta para este tipo de análisis que permite obtener señales que cubren un rango amplio de frecuencias y se ajustan a las amplitudes espectrales especificadas en las diferentes normativas.

A continuación, se detalla el procedimiento que se ha utilizado para generar los acelerogramas sintéticos, que posteriormente servirán para realizar el análisis no lineal tiempo- Historia.

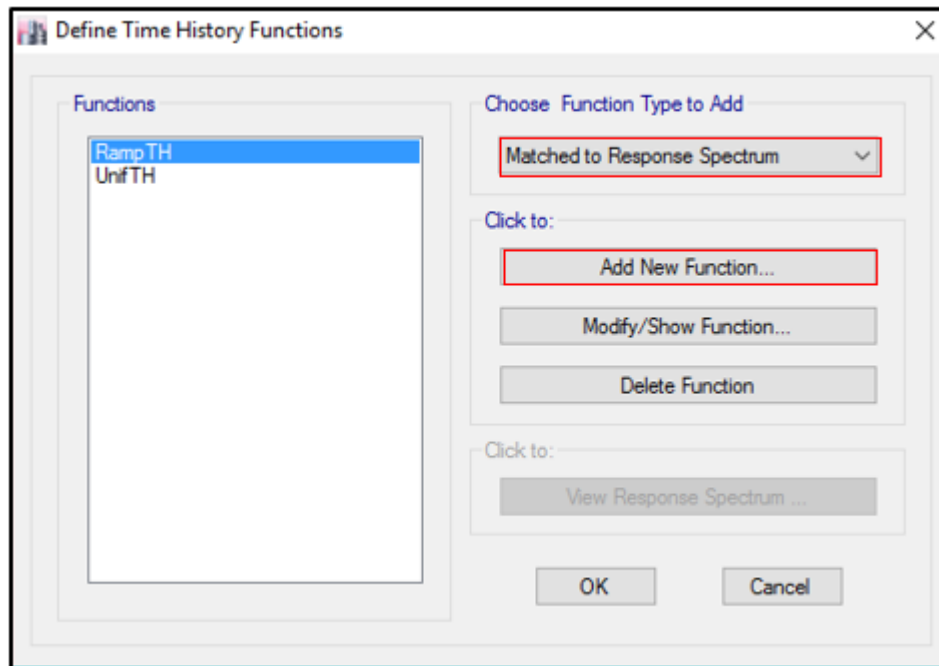
Gráfico 97. Procedimiento para definir los acelerogramas.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

Primero seleccionar la opción define, Funtions, Time History, a continuación, se desplegara una ventana como la que se muestra a continuación, en la que se procederá a seleccionar el tipo de función que se va a crear.

Gráfico 98. Procedimiento para definir los acelerogramas.

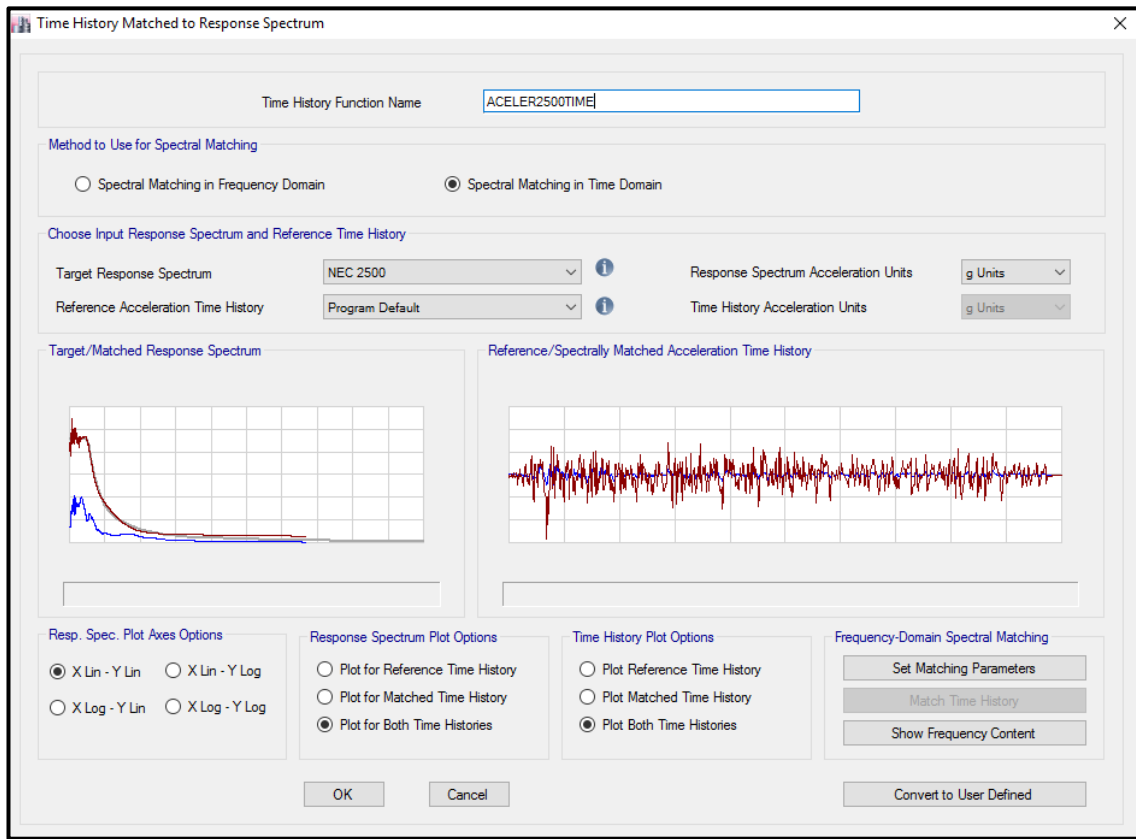


Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

Para definir el acelerograma sintético, es necesario que previamente se haya definido el espectro elástico de acuerdo a la norma NEC 2015, en base a las características del terreno en donde se encuentra ubicada la estructura, que en este caso es en la parroquia Pedernales.

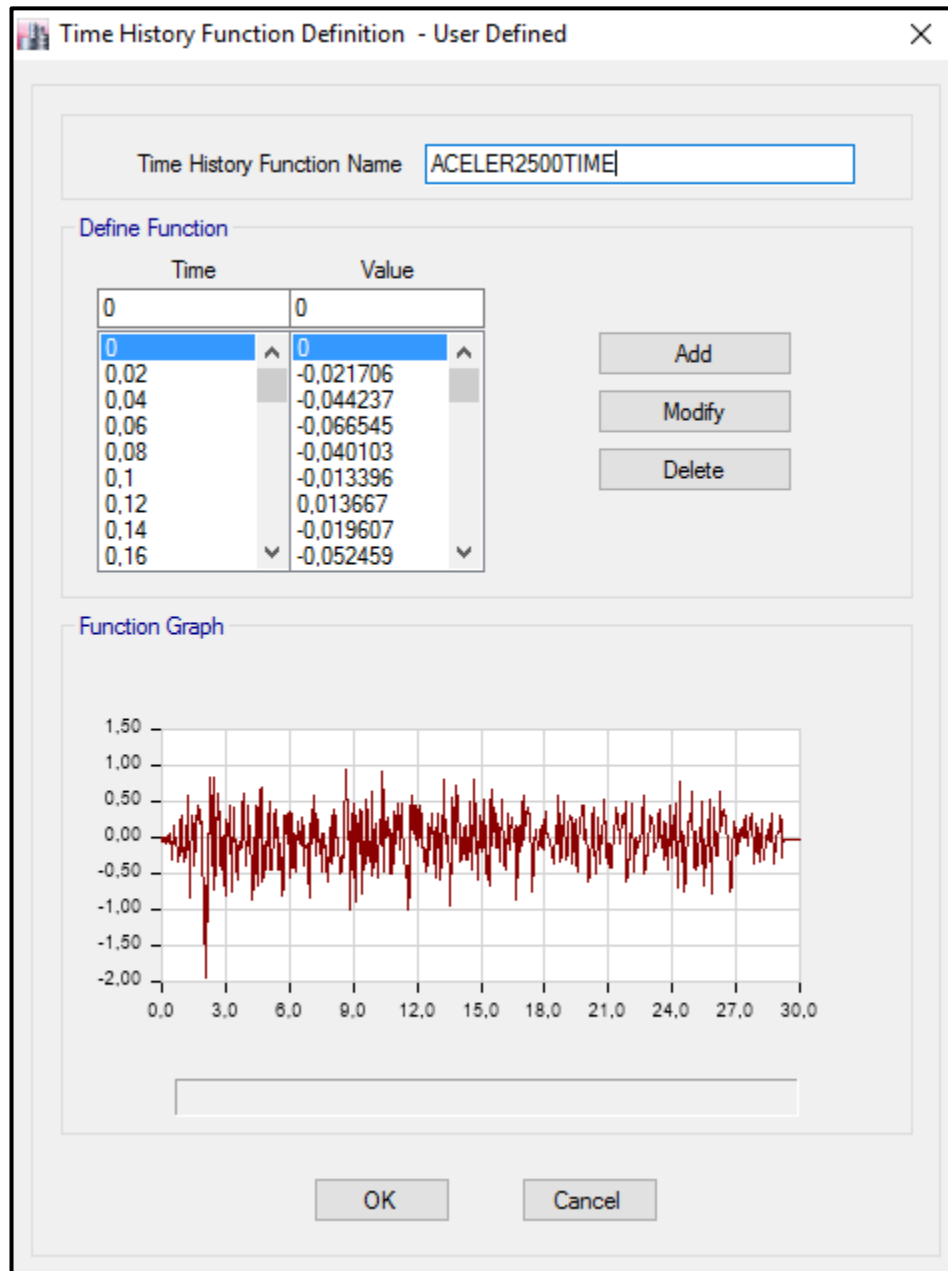
Tomando en cuenta lo antes mencionado, en la ventana que se despliega a continuación se procede a seleccionar el espectro, y considerando que el acelerograma será definido en el dominio del tiempo, de igual forma seleccionar esta opción como se muestra a continuación en el gráfico 99.

Gráfico 99. Procedimiento para definir los acelerogramas.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

Gráfico 100. Acelerograma definido.



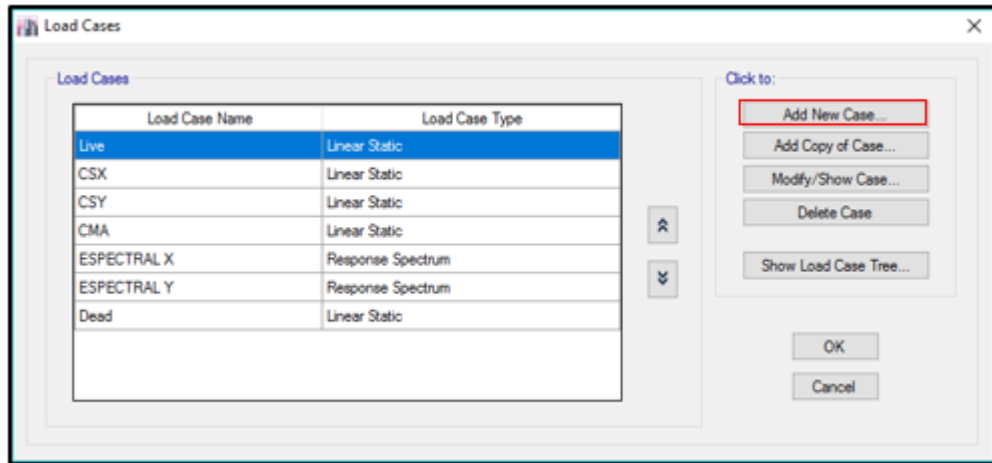
Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

4.2.1.3.2. Definición de los casos de carga para el análisis dinámico no lineal Tiempo-Historia.

4.2.1.3.2.1.Caso de carga no lineal gravitacional.

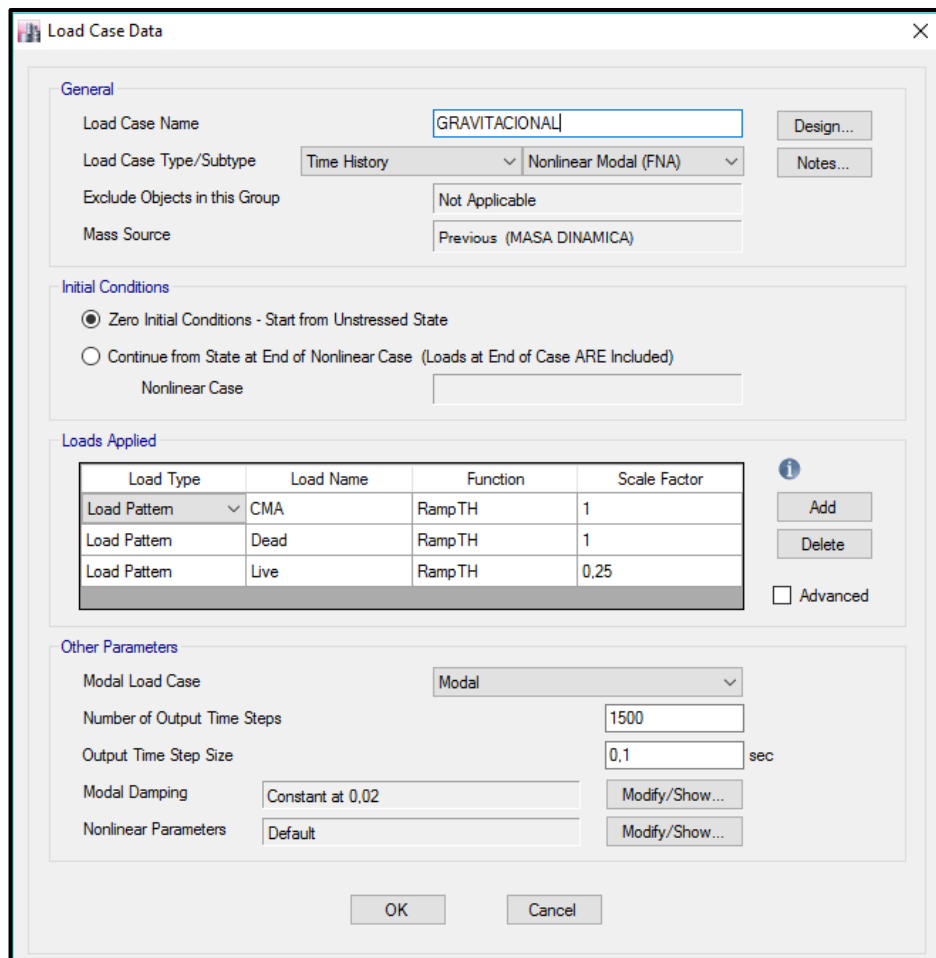
Para crear el caso de carga gravitacional ir a la opción **Define/ Load Cases**, tras lo cual se procederá tal y como se muestra en el siguiente gráfico.

Gráfico 101. Ventana del software Etabs la definición de los casos de carga.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

Gráfico 102. Definición del caso de carga gravitacional para el análisis Tiempo-Historia.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

4.2.1.3.2.2. Casos de carga no lineal Tiempo- Historia en la dirección X y Y.

Gráfico 103. Caso de carga no lineal para el análisis Tiempo-Historia en X.

Load Case Data

General

Load Case Name: TIEMPO-HISTORIA-X

Load Case Type/Subtype: Time History / Nonlinear Modal (FNA)

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MASA DINAMICA)

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: GRAVITACIONAL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	ACELER2500TIME	980

Advanced

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Number of Output Time Steps: 1500

Output Time Step Size: 0.1 sec

Modal Damping: Constant at 0,02

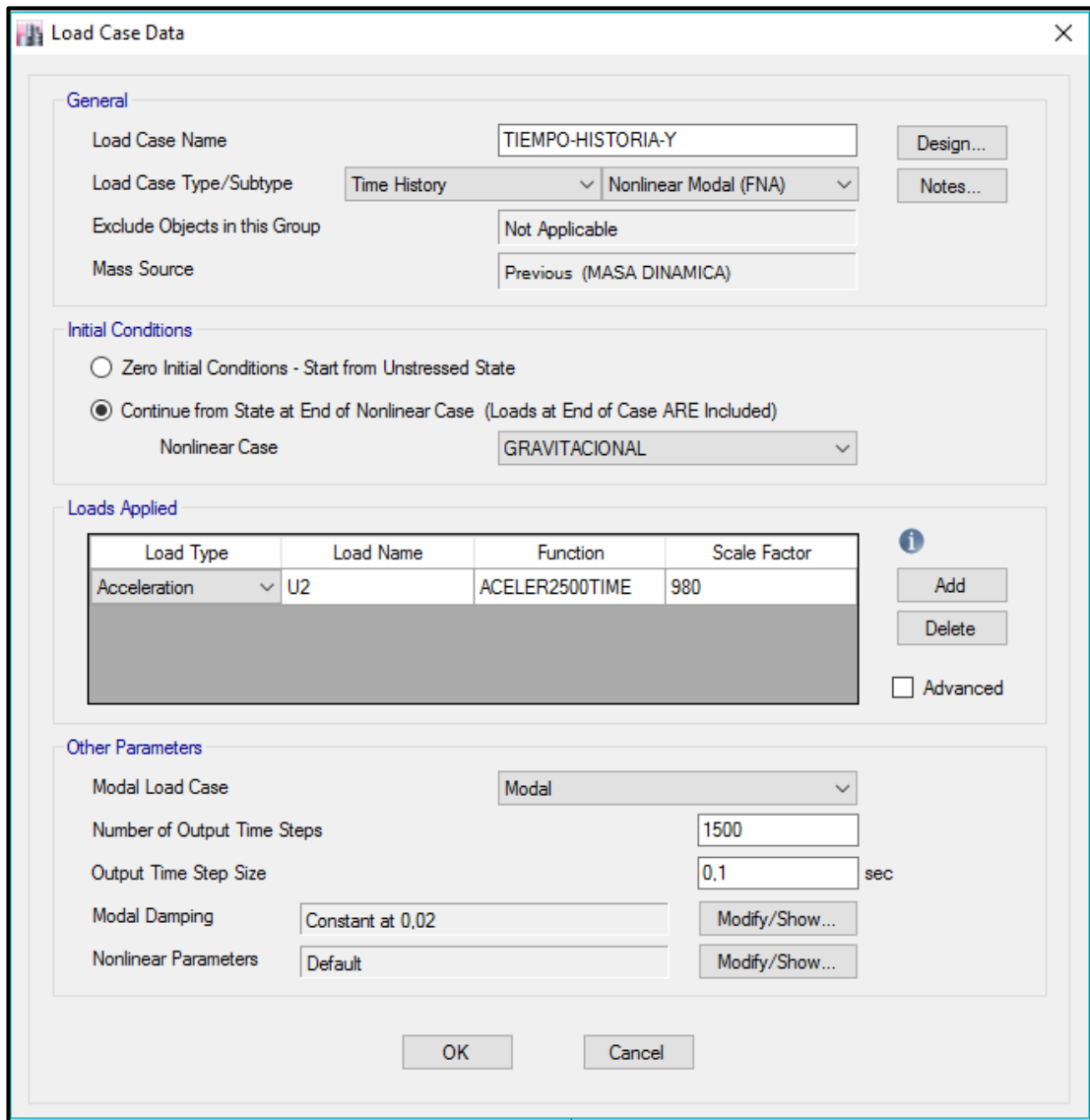
Nonlinear Parameters: Default

OK Cancel

Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

De la misma forma, para definir el caso de carga no lineal Tiempo-Historia en Y, se procede como se muestra en el grafico 104, únicamente se cambia la dirección de aplicación de las fuerzas.

Gráfico 104. Definición de la carga no lineal para el análisis Tiempo-Historia en Y.



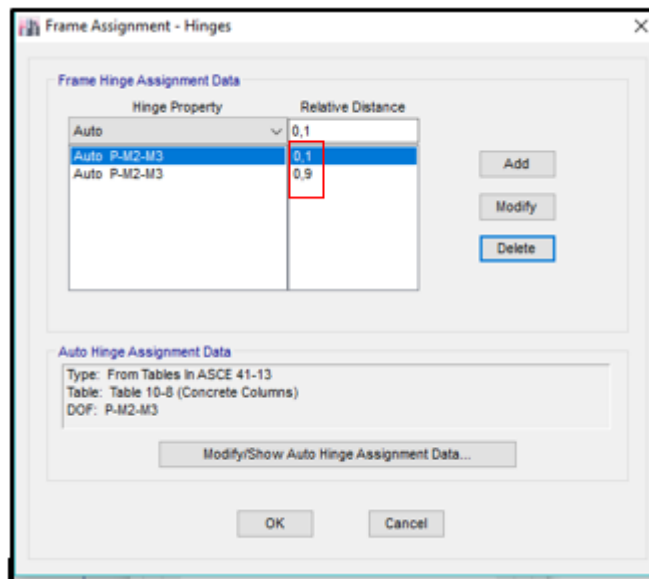
Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

4.2.1.3.3. Asignación de rotulas plásticas.

Para generar las rotulas plásticas se debe seleccionar el elemento estructural, en este caso vigas y columnas y a continuación se escoge la opción **Assign / Frame/ Hinges** como se muestra en el siguiente gráfico.

- **Columnas.**

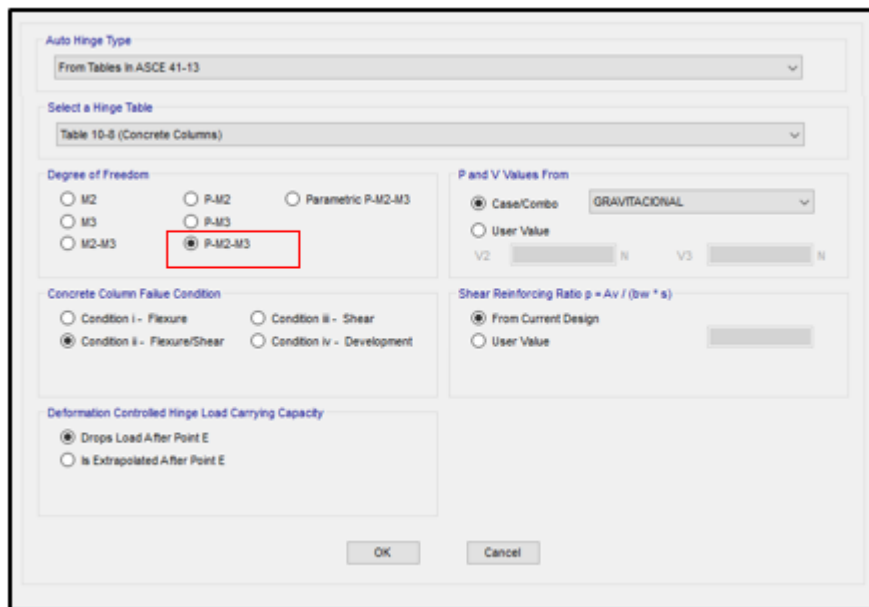
Gráfico 105. Asignación de rotulas plásticas en las columnas de la estructura.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

Considerando que en las columnas se tienen los efectos predominantes tanto de flexión como de carga axial, es decir el elemento actúa a flexo-compresión, por lo que ahora este será el criterio con el que se modelarán las rótulas plásticas en dichos elementos.

Gráfico 106. Configuración de las propiedades de las rótulas plásticas para columnas.

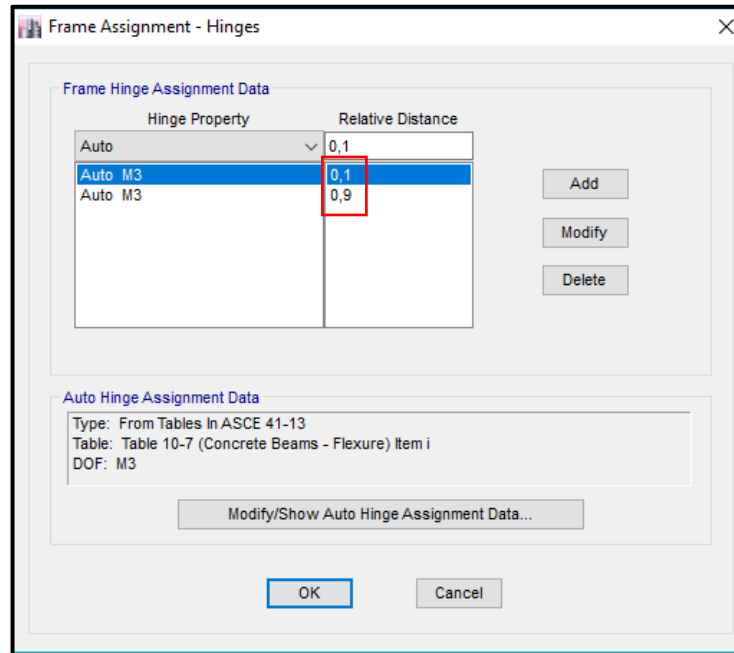


Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

- **Vigas.**

De igual forma que en las columnas se procede a asignar las rotulas plásticas en todas las vigas de la estructura.

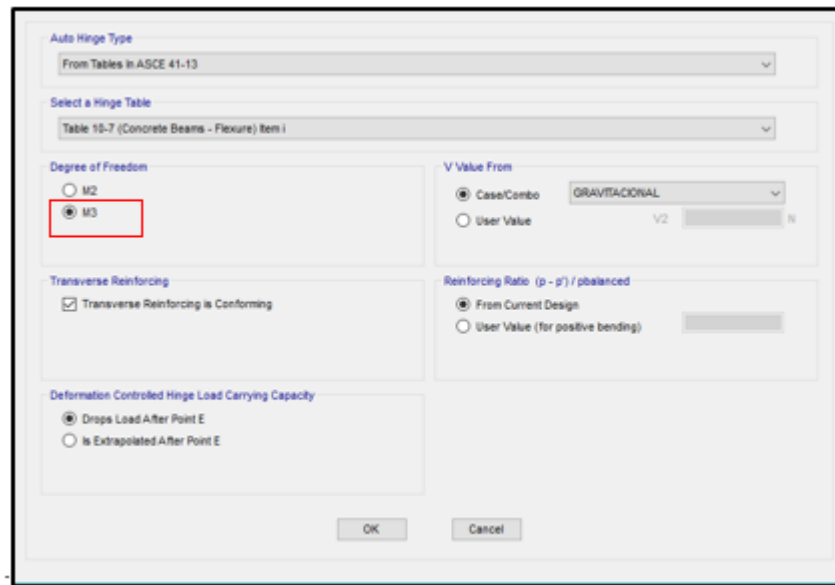
Gráfico 107. Asignación de rotulas plásticas en las vigas de la estructura.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

Para asignar las rotulas plásticas en las vigas es necesario tomar en cuenta que estas presentan un comportamiento dúctil, es decir que van a disipar energía debido a que entran en el rango inelástico, Además que en las vigas predomina la flexión, considerando estos criterios se procede a definir las rotulas plásticas.

Gráfico 108. Configuración de las propiedades de las rótulas plásticas para vigas



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

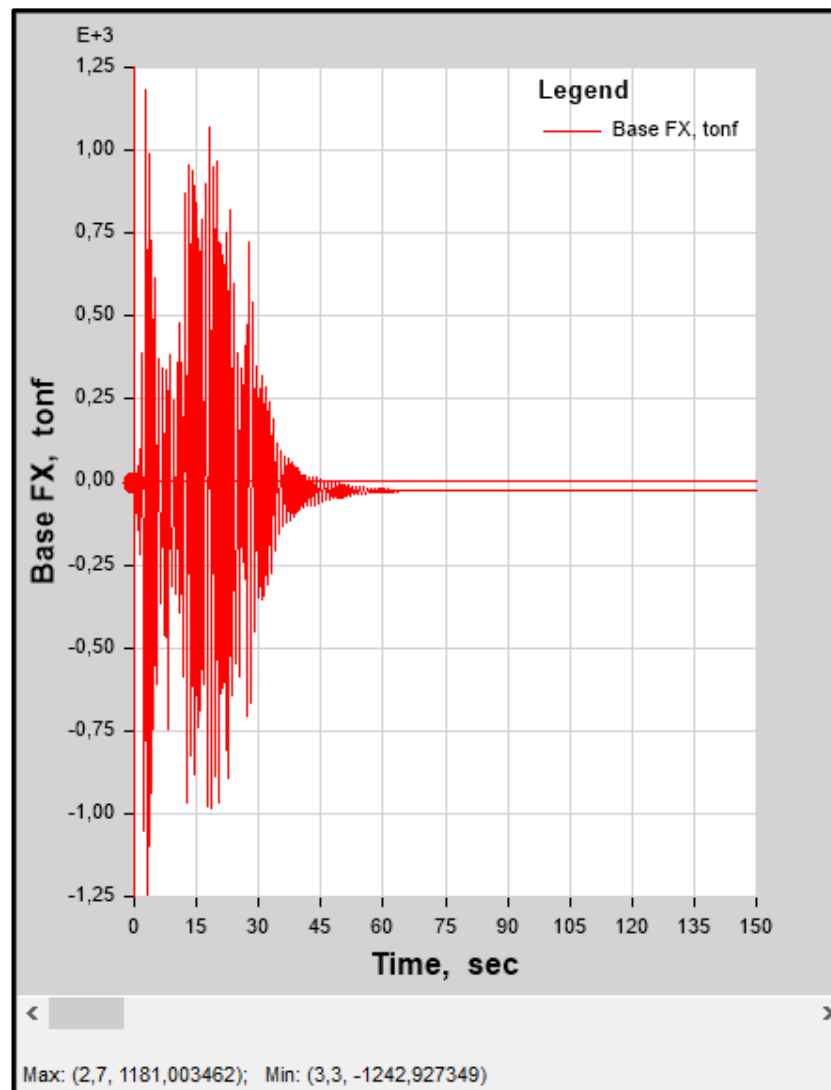
4.2.1.3.4. Análisis e interpretación de resultados.

Luego de analizar la estructura en el software ETABS 2016, se proceden a seleccionar los resultados de interés, es decir los más relevantes para el diseño sísmico de la estructura en estudio.

A continuación, se muestra la respuesta grafica del análisis tiempo- Historia en base al cortante basal que se modifica con el paso del tiempo.

Se puede observar que para la dirección X el máximo cortante es de 1181 ton a los 2, 7 segundos de análisis y para la dirección Y es de 346,24 ton a los 22 segundos de análisis.

Gráfico 109. Respuesta del análisis tiempo- Historia para el caso de carga en X.

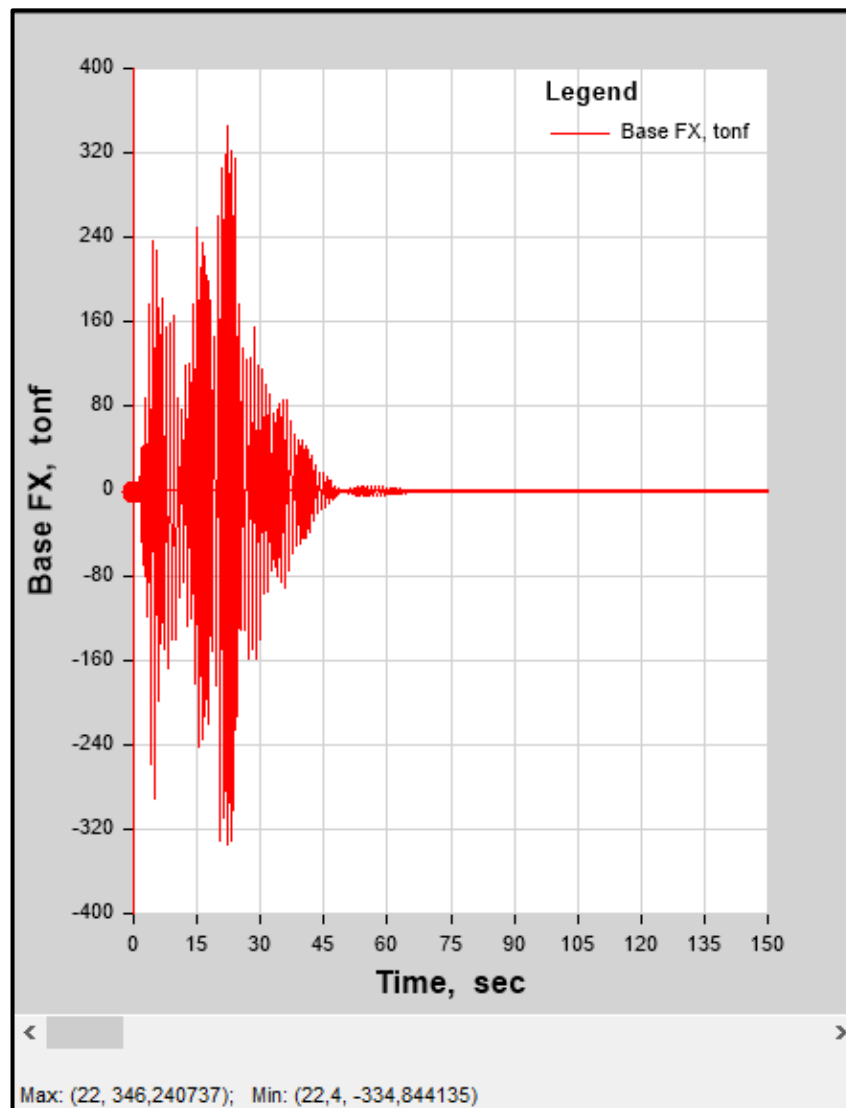


Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

En el diagrama tiempo-Historia que se muestra en el gráfico 109, se puede observar que la estructura en análisis presenta un cortante en la base máximo positivo de 1181 tonf a los 2,7seg, y un cortante basal máximo negativo de -1242,93 tonf a los 3,3 seg de análisis, en el sentido X.

Para obtener el desplazamiento máximo de la estructura en el sentido X se ha verificado en el software ETABS 2016 que a los 2,7 seg se presenta el paso 27 de análisis, por lo que se ha tomado el desplazamiento en el centro de masas de la edificación en el paso 27, obteniendo un desplazamiento máximo de 36cm.(gráfico 113).

Gráfico 110. Respuesta del análisis tiempo- Historia para el caso de carga en Y.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

En el diagrama tiempo-Historia en el sentido Y que se muestra en el gráfico 110, se puede observar que la estructura en análisis presenta un cortante en la base máximo positivo de 346.24 tonf a los 22seg, y un cortante basal máximo negativo de -334.84 tonf a los 22.4 seg de análisis.

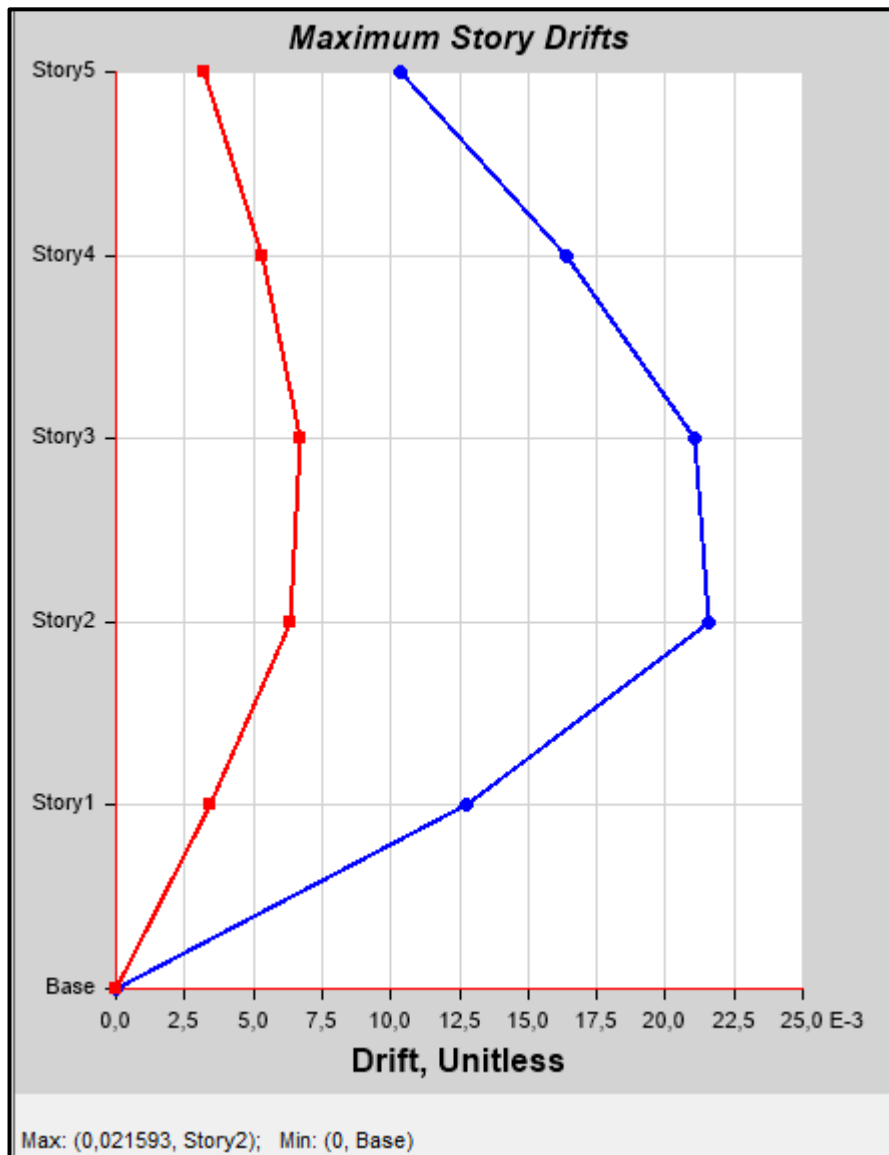
Para obtener el desplazamiento máximo de la estructura en el sentido X se ha verificado en el software ETABS 2016 que a los 22 seg se presenta el paso 22 de analisis, por lo que se ha tomado el desplazamiento en el centro de masas de la edificación en el paso 22, obteniendo un desplazamiento máximo de 31cm.(gráfico 114).

4.2.1.3.4.1. Derivas de piso

Uno de los aspectos más importantes para evaluar el adecuado comportamiento de la estructura es la deriva de piso por lo que para revisarla empleando el programa se seguirá la siguiente ruta: Display / Story Response Plots, tras lo cual aparecerá una ventana la como la siguiente.

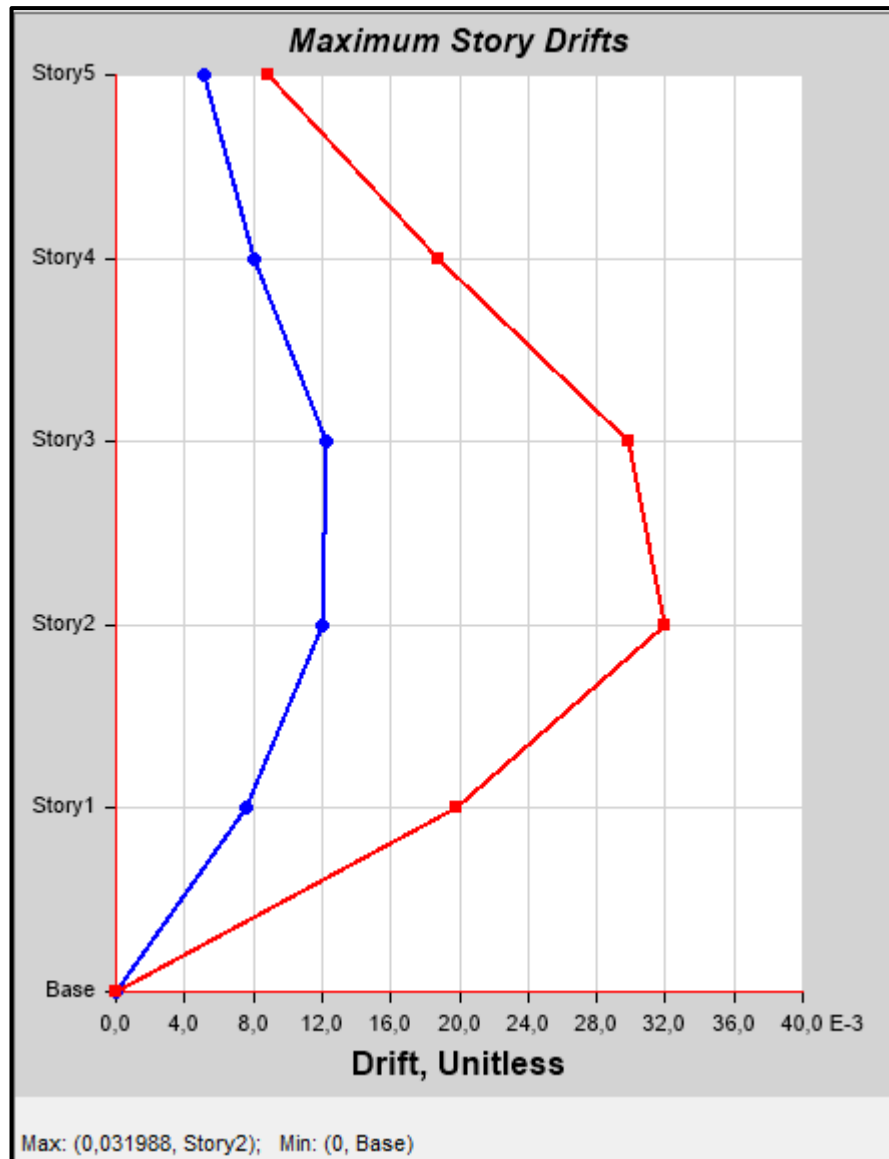
Es necesario tomar en cuenta que se ha tomado las derivas máximas en cada una de las direcciones de análisis, por ejemplo, en el sentido X se observa una deriva máxima de 0,021 en el piso 2 y de la misma forma en el sentido Y una deriva máxima de 0,031, también en el segundo piso.

Gráfico 111. Derivas de piso para el caso de carga TIEMPO-HISTORIA X.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

Gráfico 112. Derivas de piso para el caso de carga TIEMPO-HISTORIA Y.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

De igual forma que para el análisis Pushover se puede observar que las derivas sobrepasan el límite admisible establecido por la norma NEC 2015.

La estructura diseñada adecuadamente no debe terminar en el colapso estructural luego de un sismo, por ellos la estructura debe continuar en funcionamiento. El desempeño propuesto por el Comité Visión 2000 denomina como operacional a la estructura cuyos daños sean mínimos en los elementos estructurales y no estructurales por ello la deriva de piso recomendada para este nivel de desempeño debe ser $<0,2\% \pm$, pero si la estructura supera la deriva $>2,5\% \pm$ el desempeño es el

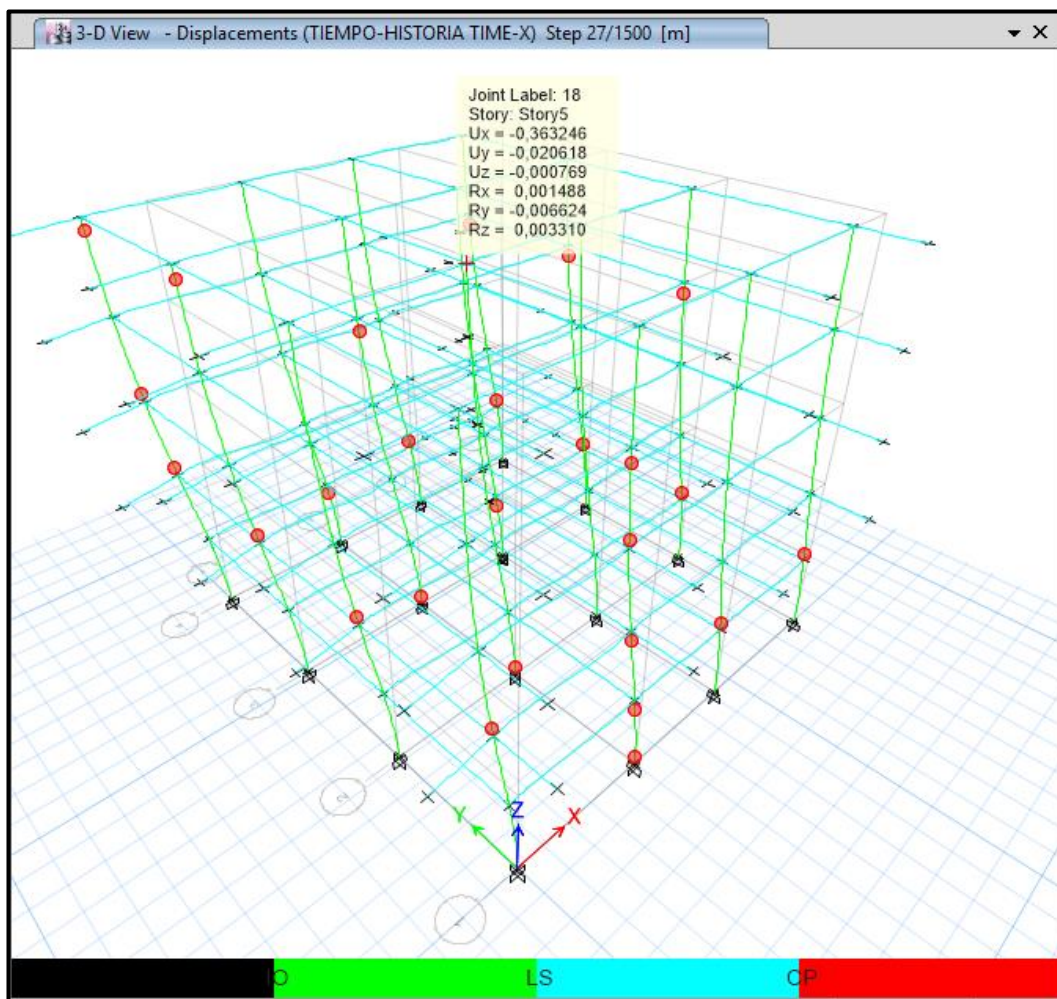
colapso como lo detalla en la (Tabla 2: Derivas de pisos recomendadas por el Comité Visión 2000).

4.2.1.3.4.2.Desplazamiento máximo.

Los desplazamientos máximos se dan en el piso más alto, en la estructura de investigación quinto piso es el más crítico, los desplazamientos máximos se darán allí en sus dos sentidos.

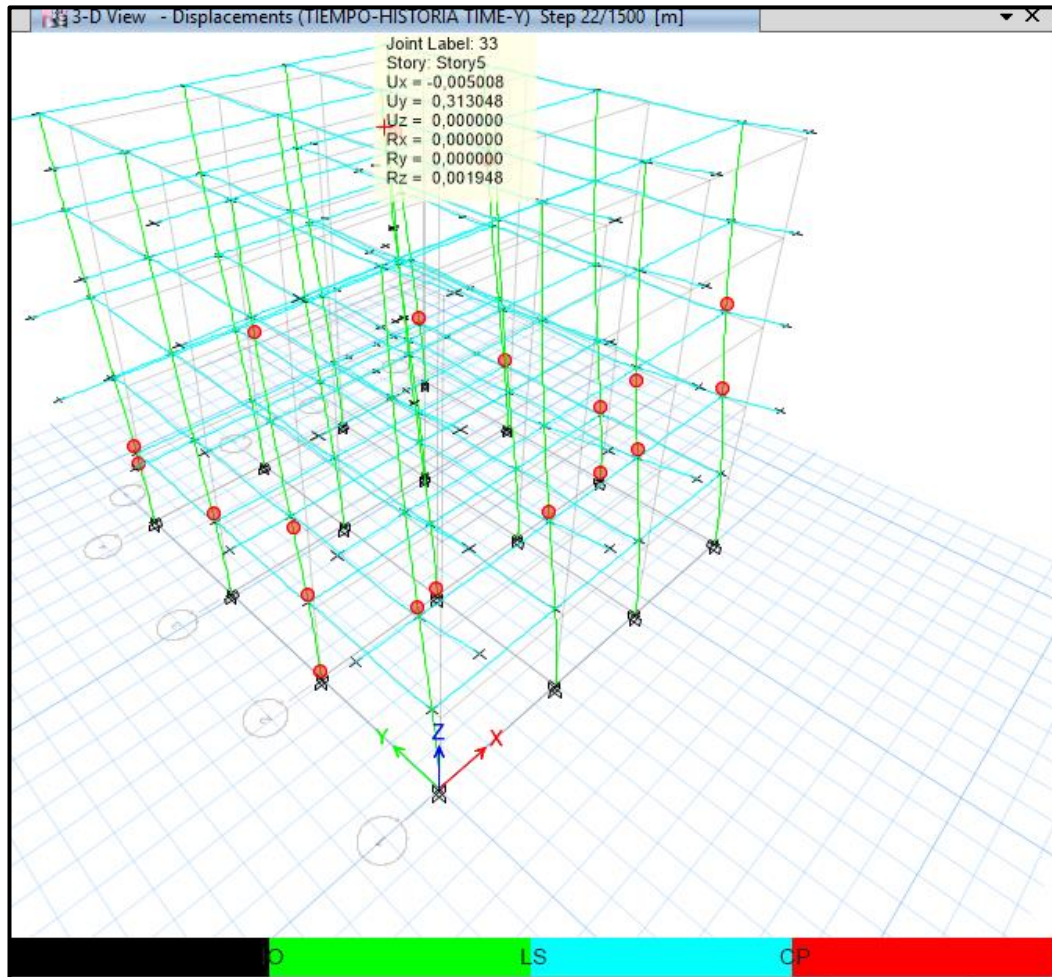
En los siguientes gráficos se puede observar el desplazamiento máximo de la estructura tomado en el centro de masas de la misma, en el sentido X la estructura se desplaza 36 cm y en el sentido Y se desplaza únicamente 31cm.

Gráfico 113. Deformación global de la estructura debida al caso de carga no lineal TIEMPO-HISTORIA TIME-X.



Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

Gráfico 114. Deformación global de la estructura debida al caso de carga no lineal TIEMPO-HISTORIA TIME-Y.

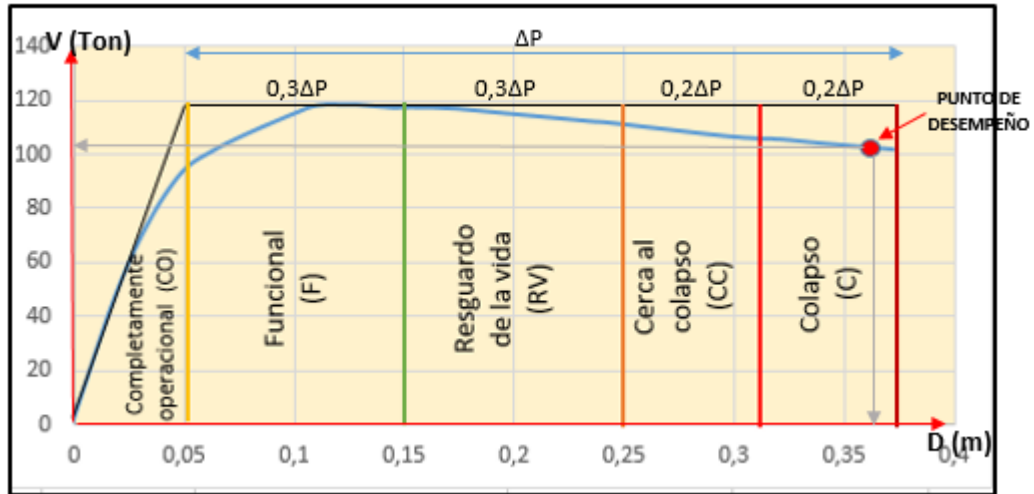


Fuente: Captura de pantalla del software ETABS 2016.

Además tanto en el sentido X como en el sentido Y se verifica la formación de rotulas plásticas con un nivel de desempeño de “prevención de colapso” (color rojo), lo que significa que la estructura posiblemente no resista el sismo con un periodo de retorno de 2500 años.

4.2.1.3.4.3. Nivel de desempeño alcanzado por la estructura.

Gráfico 115. Punto de desempeño debido al caso de carga no lineal TIEMPO-HISTORIA TIME-X.

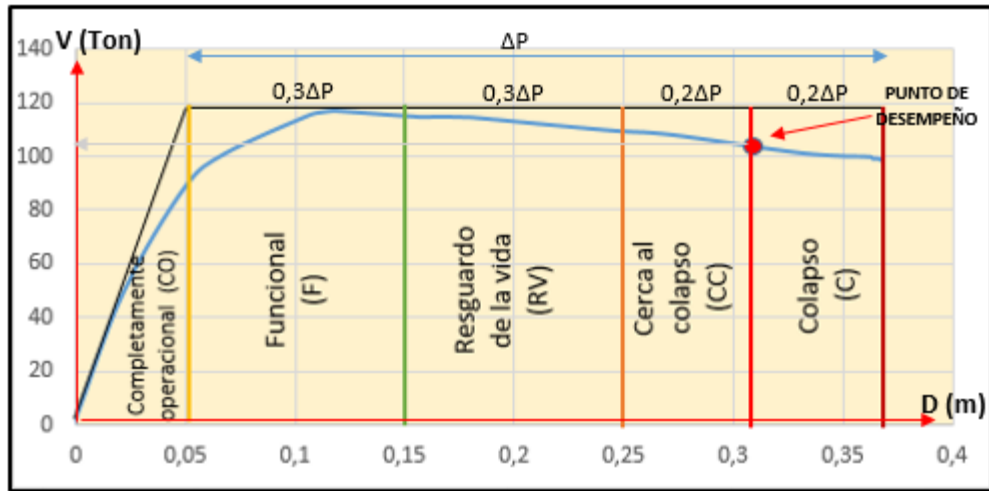


Elaborado por: Núñez Alba.

En base a los desplazamientos máximos de la estructura, se ha obtenido el punto de desempeño de la estructura, en cada una de las direcciones de análisis.

En el sentido X se puede observar que el punto de desempeño se encuentra dentro del nivel de colapso, con un desplazamiento de 36 cm, y en el sentido Y se puede observar que el punto de desempeño se encuentra en el límite del nivel de colapso, con un desplazamiento de 31 cm. Con lo que se puede concluir que la estructura posiblemente va a colapsar con el sismo de diseño de 2500 años de periodo de retorno.

Gráfico 116. Punto de desempeño debido al caso de carga no lineal TIEMPO-HISTORIA TIME-Y.

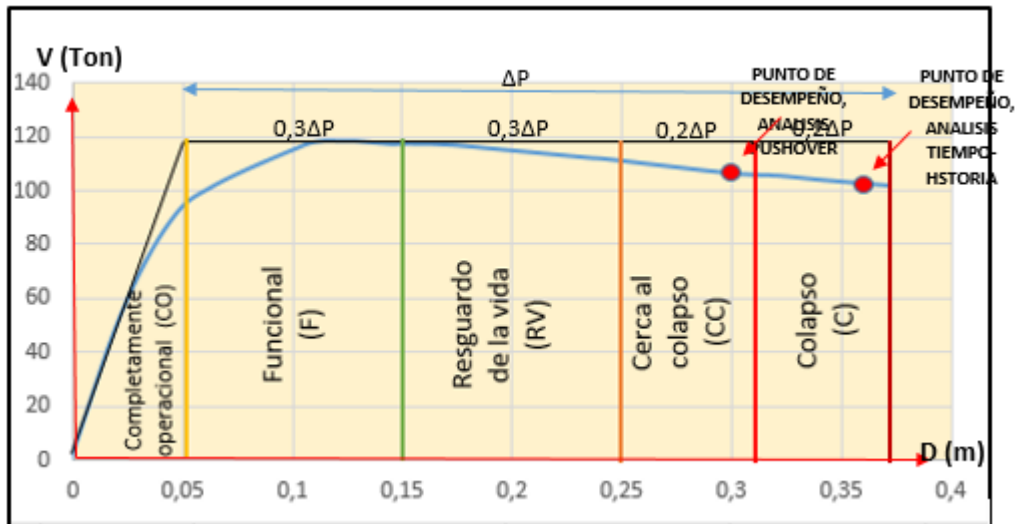


Elaborado por: Núñez Alba.

4.2.1.4. Comparación de resultados.

La primera comparación que se realizó es en base al punto de desempeño.

Gráfico 117. Comparación del punto de desempeño de la edificación, en sentido X.



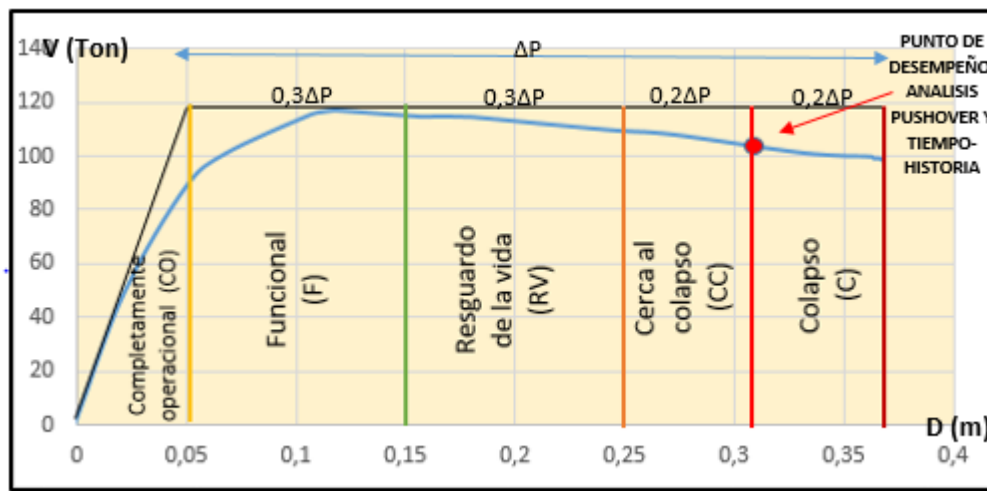
Elaborado por: Núñez Alba.

En el gráfico anterior se puede observar la comparación del punto de desempeño, tanto para el análisis Pushover como para el análisis Tiempo-Historia.

En el sentido X, con el análisis Pushover el punto de desempeño se encuentra dentro del nivel de “cerca al colapso”, mientras que con el análisis Tiempo-Historia la estructura se encuentra dentro del nivel de colapso.

El desempeño se cuantifica en términos de la cantidad de daños en una edificación afectada por un movimiento sísmico y el impacto que tienen estos daños en las actividades posteriores al evento, considerando esto está claro que el diseño por desempeño es un proceso que comienza con el planteamiento inicial de un proyecto y termina cuando la estructura deja de existir.

Gráfico 118. Comparación del punto de desempeño de la edificación, en sentido Y.



Elaborado por: Núñez Alba.

En el sentido Y, con el análisis Pushover el punto de desempeño se encuentra dentro del límite del nivel de “colapso”, y de la misma forma con el análisis Tiempo-Historia, como se muestra en el gráfico anterior.

En conclusión se verificó el desempeño de la edificación tanto con el análisis Pushover como con el análisis no lineal Tiempo Historia y está claro que para un sismo de 2500 años de periodo de retorno, la estructura experimentaría la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso. Los servicios de evacuación pueden verse interrumpidos, bajo estas condiciones la estructura es insegura para sus ocupantes y puede llegar al colapso total.

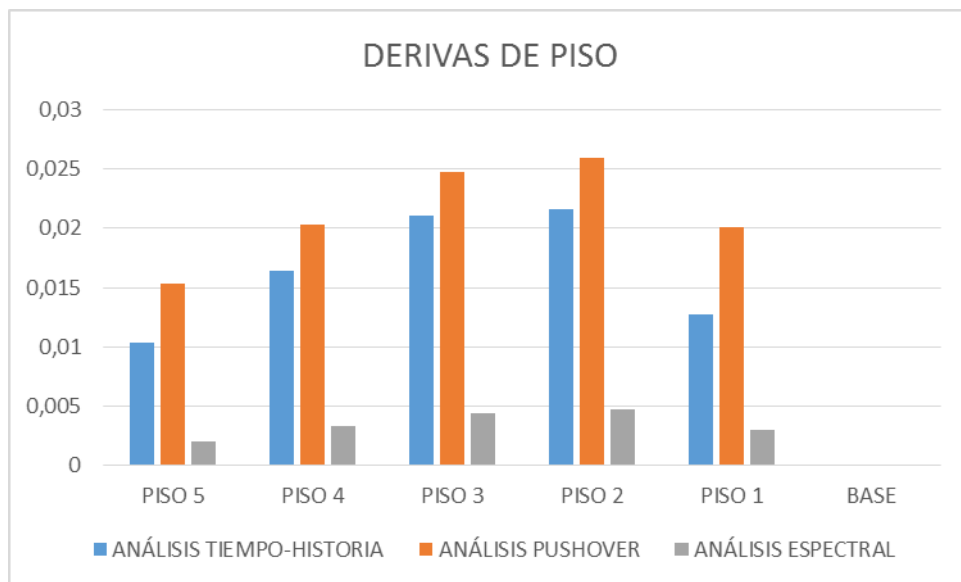
A continuación, se compararon también las derivas de piso de la estructura, para tener una idea más clara sobre las diferencias entre los diferentes análisis realizados en esta tesis, análisis espectral, análisis Pushover y el análisis Tiempo Historia.

Tabla 36. Derivas obtenidas con los diferentes análisis con el patrón de sarga (SISMO X).

NIVEL	ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA	ANÁLISIS PUSHOVER	ANÁLISIS ESPECTRAL
PISO 5	0,010358	0,015316	0,001961
PISO 4	0,016428	0,020289	0,003348
PISO 3	0,021072	0,024787	0,004416
PISO 2	0,021593	0,025903	0,004656
PISO 1	0,012756	0,020106	0,002972
BASE	0	0	0

Elaborado por: Núñez Alba.

Gráfico 119. Comparación entre las derivas de piso obtenidas con los diferentes análisis en el sentido x.



Elaborado por: Núñez Alba.

Como se puede observar en el gráfico anterior, las derivas de piso son muy similares con los tres análisis realizados, si las analizamos piso por piso nos podemos dar cuenta que en todos, la deriva predominante es la que se obtuvo con el análisis Pushover. No se realizó esta comparación en el sentido Y considerando que la estructura es simétrica y los resultados serán similares.

En forma global se puede concluir que las derivas van desde un valor de 0,001 a 0,025, por lo tanto se puede considerar que la estructura se encuentra al límite de los parámetros establecidos por la norma NEC 2015.

4.3. VERIFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS.

Una vez que se han analizado e interpretado los resultados, se puede verificar que se cumple la hipótesis planteada en el capítulo dos, ya que efectivamente la aplicación del método de análisis dinámico tiempo historia (NDP) nos permitió conocer la respuesta dinámica de la edificación en diferentes intervalos de tiempo, y verificar adecuadamente el desempeño sismo resistente de la misma.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

Mediante el presente trabajo de investigación se puede concluir:

- Se ha logrado demostrar que el análisis tiempo-historia es de gran utilidad para garantizar un adecuado diseño por desempeño, ya que este análisis ofrece resultados más precisos acerca del comportamiento real de la estructura ante la acción sísmica, y en el caso de la edificación en estudio se concluye que probablemente colapsará con el sismo de 2500 años (periodo de retorno).
- Luego de realizar la fundamentación del método dinámico no lineal tiempo-historia y el respectivo análisis en el software ETABS 2016 se ha logrado obtener resultados muy aproximados al comportamiento real de la edificación. El edificio presenta una deriva máxima de 0,02 en el sentido X y 0,03 en el sentido Y, y unos desplazamientos máximos medidos en el centro de masas de 36 cm y 31cm en X y Y respectivamente.
- Para realizar el análisis tiempo-Historia se han utilizado acelerogramas sintéticos generados a partir del espectro de respuesta elástico de acuerdo con las características de la zona donde se encuentra la edificación (Pedernales) según la norma NEC 2015, en el software ETABS 2016.
- Luego de realizar una comparación del análisis no lineal dinámico tiempo-historia con el análisis no lineal estático Pushover se llegó a las siguientes conclusiones.

Punto de desempeño.

- Mediante la curva Pushover y el código FEMA 440 se logró ubicar el punto de desempeño de la estructura que con el método de análisis estático no lineal se encuentra en el nivel de “cerca al colapso” tanto en el sentido X como en Y, mientras que con el análisis dinámico no lineal Tiempo Historia se

encuentra en el nivel de “colapso”, lo cual demuestra que el análisis tiempo Historia nos ofrece resultados más conservadores en cuanto a la respuesta dinámica de la edificación ante un sismo con un periodo de retorno de 2500 años. Es por esta razón que el análisis tiempo Historia es de gran importancia y utilidad principalmente cuando se trata de estructuras esenciales o de ocupación especial como es el caso del edificio que se analiza en esta tesis.

Derivas de piso

- En el análisis no lineal estático Pushover se obtuvieron unas derivas de piso máximas de 0,025 en el sentido X y 0,027 en Y, mientras que en el análisis dinámico no lineal Tiempo-Historia de 0,021 y 0,031 respectivamente, lo cual nos indica que los dos análisis nos presentan una respuesta muy similar.

Desplazamiento máximo

- Con el método de análisis Pushover la estructura presenta un desplazamiento máximo de 30cm en el sentido X y 31 cm en Y, mientras que con el análisis dinámico no lineal Tiempo Historia el desplazamiento es de 36cm y 31 cm respectivamente, lo cual nos lleva nuevamente a concluir que el análisis tiempo historia es un análisis más riguroso y conservador.

5.2. Recomendaciones

- Para un correcto diseño por desempeño en el Ecuador es recomendable tomar en cuenta los parámetros de la norma NEC 2015 y complementar con parámetros establecidos por las normas y códigos extranjeros, como son FEMA y el comité Visión 2000.
- Para la aplicación adecuada de la norma es necesario conocer las características reales del suelo en donde se encuentra ubicada la estructura, por lo tanto lo ideal sería realizar estudios de microzonificación sísmica, que permitan conocer en forma precisa el comportamiento del suelo.
- Cuando la importancia de la estructura lo amerite es recomendable realizar un análisis no lineal Tiempo- Historia, ya que permite tener una idea más clara del comportamiento dinámico de la estructura ante la acción sísmica.
- El análisis del efecto P-Delta proporciona una poderosa y flexible forma de conocer el comportamiento de edificios, puentes y otras estructuras. Pero es necesario entender los fundamentos y las restricciones para su uso, es decir el efecto P-Delta se analiza solamente en los elementos reticulares.

C.- MATERIALES DE REFERENCIA

1. Bibliografía.

- [1] B. Tremayne y T. Kelly. “Time history analysis as a method of implementing performance based design”. Internet: <http://db.nzsee.org.nz/2005/Paper19.pdf> , [14. Julio,2016]
- [2] E. Bazan y R. Meli. “Diseño sísmico de edificios”., Mexico,D.F: LIMUSA, 2011, pp. 37-38.
- [3] J. Valencia. “Análisis del método “modal Push- Over” y su incidencia en el cálculo de pórticos de hormigón armado en el cantón de Ambato”. Tesis de Pregrado, Universidad Técnica de Ambato, Ambato-Ecuador, 2012.
- [4] J. Alvear y J. Rúales. “Diseño por desempeño en edificios de hormigón armado, de acero estructural, y mixtos”. Tesis de Pregrado, Pontificia Universidad Católica del Ecuador, Quito-Ecuador, 2014.
- [5] R. Rochel. “Análisis y diseño sísmico de edificios”, Colombia: Fondo Editorial Universidad EAFIT, 2006, pp. 11-16.
- [6] L. Alemán. “Diseño por desempeño de elementos estructurales de hormigón armado mediante los códigos FEMA, utilizando ETABS”. Tesis de Pregrado, Escuela Politécnica del Ejército, Sangolquí-Ecuador, 2011.
- [7] Ministerio de desarrollo urbano y vivienda. “Riesgo sísmico, evaluación, rehabilitación de estructuras” (NEC-SE-RE). Ecuador, Diciembre 2014.
- [8] Building seismic safety council. “Nehrp guidelines for the seismic rehabilitation of buildings” (FEMA 273). Washington, Octubre 1997.
- [9] Applied technology council (ATC-55 project). “Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures” (FEMA 440).Washington, Junio 2005.

- [10] L. Perez. “Estudio y aplicación de los métodos mejorados FEMA 440 para el análisis pushover y su incidencia en el cálculo de pórticos de acero estructural special moment frames según AISC”. Tesis de Pregrado, Universidad Técnica de Ambato, Ambato-Ecuador, 2015.
- [11] L. Aragadovay. “Análisis comparativo utilizando el método tiempo – historia con el espectrograma del sismo el centro y la norma ecuatoriana de la construcción NEC 2015”. Tesis de Pregrado, Universidad Técnica de Ambato, Ambato-Ecuador, 2016.
- [12] J. Perez. “Diseño sismo resistente por desempeño y sus efectos en el comportamiento estructural”. Tesis de Pregrado, Universidad Técnica de Ambato, Ambato-Ecuador, 2013.
- [13] R. Santana. “Diseño sísmico por desempeño de estructuras de albañilería confinada”. Tesis de Pregrado, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima-Perú, 2012.
- [14] J. Valencia. “Análisis del método “modal Push-Over” y su incidencia en el cálculo de pórticos de hormigón armado en el cantón de Ambato”. Tesis de Pregrado, Universidad Técnica de Ambato, Ambato-Ecuador, 2012.
- [15] R. Aguiar.” Análisis sísmico por desempeño: Descripción de la técnica del Pushover y modelos de Plasticidad”. Tesis Bachiller. Cajamarca, Perú, 2003.
- [16] California seismic safety commission. “Seismic evaluation and retrofit of concrete building: Performance objectives” (ATC-40).California, Junio 1971.
- [17] R. Aguiar. “Diseño sísmico de edificios”., Quito-Ecuador: Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 2008, pp. 270-275.
- [18] Ministerio de desarrollo urbano y vivienda. “Peligro sísmico, Diseño sismorresistente” (NEC-SE-DS). Ecuador, diciembre 2014.
- [19] Mander, J., Priestley, M., & Park, R. “Theoretical stress-strain model for confined concrete”. ASCE Journal of Structural Engineering, Volumen 114.

[20] American Concrete Institute “Requisitos de reglamento para concreto estructural” (ACI 318S-11). Farmington Hills,MI,USA, Octubre 2011.