

**UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA**

**ESCUELA DE POSTGRADO**

**MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS**



**ANÁLISIS ESTÁTICO INCREMENTAL PARA ESTIMAR EL  
DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA “INSTITUCION EDUCATIVA G.U.E.  
SAN CARLOS” PUNO**

**TESIS**

**Presentado por:**

**Bach. Rey Romulo Peñaloza Condori**

**Asesor:**

**Mag. José Martín Velásquez Vargas**

**Para Obtener el Grado Académico de:**

**MAESTRO EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN  
ESTRUCTURAS**

**TACNA – PERU**

**2021**

## **AGRADECIMIENTOS**

Mis más sinceros agradecimientos a mi asesor, el Mag. José Martín Velásquez Vargas por sus valiosos consejos, por ser mi guía e impulsador para esta presente investigación, estando siempre dispuesto a brindarme sus conocimientos para que pueda desarrollar la presente tesis, así mismo agradecer a mis padres y a mi hermana que en todo momento me mostraron su apoyo incondicional para la culminación de la presente tesis.

## **DEDICATORIA**

### **A DIOS**

Por permitirme dedicar este trabajo a las personas que más quiero, y siempre guiar mi camino cuidando de mí.

### **A MIS PADRES**

Este trabajo está dedicado a mi madre Rosario Condori Aguilar, quien, con su infinita paciencia, apoyo incondicional, y amor inmenso hizo todo en la vida para que pueda alcanzar mis metas y sueños, a mi padre Abelardo Romulo Peñaloza Guzmán, que siempre confió en mí, brindándome todo su cariño y apoyo para salir adelante y a mi hermana María Luisa que siempre estuvo brindándome su apoyo y yo ser su ejemplo en su vida profesional.

### **A MIS ABUELITOS**

Q.E.P.D.D.D.G. Hilda Aguilar, Miguel Condori y Nelly Guzmán, que siempre me demostraron su amor, confianza y su inmenso apoyo.

### **A MI ABUELITO**

Romulo Dámaso Peñaloza que siempre estuvo brindándome su apoyo moral.

## **INDICE GENERAL**

INDICE DE TABLAS .....	ix
INDICE DE FIGURAS.....	x
RESUMEN.....	xvi
ABSTRACT.....	xvii
INTRODUCCIÓN .....	18
CAPÍTULO I.....	20
EL PROBLEMA.....	20
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	20
1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	21
1.2.1 Problema General.....	21
1.2.2 Problemas Específicos.....	21
1.3 JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA.....	21
1.4 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN.....	23
1.4.1 Objetivos específicos.....	23
1.4.2 Objetivos específicos.....	23
CAPÍTULO II.....	24
MARCO TEÓRICO.....	24
2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN.....	24
2.1.1 Sismicidad Histórica en el Departamento de Puno.....	24
2.1.2 Antecedentes en el ámbito nacional.....	25
2.1.3 Antecedentes en el ámbito internacional.....	27
2.2 BASES TEÓRICAS.....	29
2.2.1 Conceptos que sustentan la investigación.....	29
2.2.2 Aspectos generales de un Análisis no Lineal.....	34

2.2.2.1	Análisis estático no lineal.....	34
2.2.2.2	Análisis no lineal geométrico.....	34
2.2.2.3	Análisis no lineal por el material (no linealidad mecánica). .....	35
2.2.2.4	Investigación bibliográfica en la no linealidad de los materiales.....	36
2.2.2.5	Modelos de comportamiento para el concreto armado.....	37
2.2.3	Concreto no confinado.....	40
2.2.4	Concreto confinado.....	41
2.3	DEFINICIÓN DE CONCEPTOS.....	43
CAPITULO III.....		45
MARCO METODOLÓGICO.....		45
3.1	HIPÓTESIS.....	45
3.1.1	Hipótesis General.....	45
3.1.2	Hipótesis Específicas.....	45
3.2	VARIABLES E INDICADORES.....	45
3.2.1	Identificación de la variable Independiente.....	45
3.2.1.1	Indicadores.....	45
3.2.2	Identificación de la variable Dependiente.....	45
3.2.2.1	Indicadores.....	45
3.3	TIPO Y DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.....	46
3.4	NIVEL DE INVESTIGACIÓN.....	46
3.5	ÁMBITO Y TIEMPO SOCIAL DE LA INVESTIGACIÓN.....	46
3.6	POBLACIÓN Y MUESTRA.....	46
3.6.1	Unidad de Estudio.....	46
3.6.2	Población.....	46
3.6.3	Muestra.....	46

3.7	PROCEDIMIENTO, TÉCNICAS E INSTRUMENTOS. ....	46
3.7.1	Procedimiento. ....	46
3.7.2	Técnicas. ....	47
3.7.3	Instrumentos.....	47
CAPITULO IV.....		48
RESULTADOS.....		48
4.1	DESCRIPCIÓN DEL TRABAJO DE CAMPO. ....	48
4.1.1	Etapas y desarrollo de la presente investigación. ....	48
4.1.2	Recolección de datos de la Institución Educativa Secundaria G.U.E. “San Carlos” - puno. ....	50
4.1.3	Levantamiento, Medición y Elaboración de Planos. ....	50
4.2	DISEÑO DE LA PRESENTACIÓN DE LOS RESULTADOS.....	53
4.2.1	Modelación estructural de la Institución Educativa Secundaria G.U.E. “San Carlos” - PUNO.....	54
4.2.2	Iniciación del Modelo Estructural en el Programa Etabs v.16. ....	54
4.2.3	Definición de Materiales y Elementos Estructurales. ....	57
4.2.4	Modelado de Los Elementos Estructurales.....	64
4.2.5	Asignación de Características a Elementos Estructurales. ....	66
4.2.6	Asignación de Casos de Cargas, Patrones de Carga y Casos de combinaciones.....	67
4.2.7	Asignación de Brazos Rígidos. ....	69
4.2.8	Definición de Diafragma Rígido.....	71
4.2.9	Definición de Parámetros Sísmicos. ....	71
4.2.10	Definición de Parámetros para el Análisis Sísmico Estático.....	77
4.2.10	Análisis Sísmico de la Estructura. ....	83
4.2.11	Definición de Espectro de Diseño Sísmico.....	86

4.2.12	Definición de Patrones de Cargas.....	89
4.2.13	Definición de los Casos de Cargas. ....	92
4.2.14	Definición de Casos de Cargas Sísmicas.....	96
4.2.15	Definición de Caso de Carga no Lineal Gravitacional. ....	98
4.2.16	Definición de Caso de Carga no Lineal PUSH – X.....	99
4.2.17	Asignación de Cargas en los Elementos Estructurales.....	103
4.2.18	Verificación de Errores en el modelo. ....	107
4.2.19	Correr el programa.....	108
4.3	ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO (PUSH OVER).....	109
4.3.1	Generalidades.....	109
4.3.2	Modelo matemático no lineal (Pushover).....	109
4.3.3	Procedimiento del análisis Estático No Lineal (NSP) o análisis Pushover (POA). 110	
4.3.4	Espectro Sísmico.....	114
4.3.5	Carga Pseudo – Lateral.....	114
4.3.6	Distribución Vertical de la Carga Pseudo – Lateral. ....	116
4.3.7	Capacidad Estructural.....	117
4.3.8	Rótulas Plásticas.....	135
4.4	ANÁLISIS DINAMICO TIEMPO - HISTORIA.....	153
4.4.1	Elección de registros sísmicos.....	153
4.4.2	Introducción de registros sísmicos al software Etabs v.16.....	153
4.4.3	Escalamiento de los registros sísmicos en el software Etabs v.16....	158
4.4.4	Creación de los Casos de Carga para en Análisis Tiempo - Historia. 164	
4.5	RESULTADOS.....	170

4.5.1	Análisis Sísmico Estático.....	170
4.5.1.1	Verificación de las Cortantes Estáticas y Dinámicas. ....	170
4.5.1.2	Verificación de Coeficientes de Reducción en ambos sentidos. ....	172
4.5.2	Análisis estructural. ....	176
4.5.3	Resultados del análisis Estático no Lineal Pushover. ....	182
4.5.3.1	Determinación del periodo de la Estructura. ....	182
4.5.2.2	Rótulas Plásticas.....	183
4.5.2.3	Calculo de la Curva de Capacidad Estructural. ....	187
4.5.4	Resultados del análisis no Lineal Tiempo – Historia. ....	190
CAPITULO V .....		196
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		196
5.1	CONCLUSIONES. ....	196
5.2	RECOMENDACIONES O PROPUESTA. ....	197
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		198
ANEXOS. ....		200
MATRIZ DE CONSISTENCIA. ....		200



## INDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1. Niveles de Peligro Sísmico.</i> .....	33
<i>Tabla 2. Clasificación de los Perfiles del Suelo.</i> .....	73
<i>Tabla 3. Factor de Suelo "S".</i> .....	73
<i>Tabla 4. Periodos <math>T_p</math> y <math>T_l</math>.</i> .....	73
<i>Tabla 5. Sistemas Estructurales.</i> .....	75
<i>Tabla 6. Límites para la Distorsión del Entrepiso.</i> .....	76
<i>Tabla 7. Espectro de Desplazamiento (<math>R=1</math>).</i> .....	79
<i>Tabla 8. Espectro de Pseudo Aceleración Dirección X (<math>R=8</math>).</i> .....	80
<i>Tabla 9. Espectro de Pseudo Aceleración Dirección Y (<math>R=6</math>).</i> .....	82
<i>Tabla 10. Peso Propios para Losas Aligeradas.</i> .....	104
<i>Tabla 11. Cargas Vivas Mínimas Repartidas.</i> .....	105
<i>Tabla 12. Valores para el Factor <math>C_0</math>.</i> .....	128
<i>Tabla 13. Valores para el Factor de Modificación. <math>C_2</math>.</i> .....	129
<i>Tabla 14. Combinación de Niveles de Desempeño Estructural y No Estructural, para conformar Niveles de Desempeño de la Edificación.</i> .....	135
<i>Tabla 15. Registros Sísmicos Utilizados para la Simulación de la Estructura.</i> .....	153
<i>Tabla 16. Fuerza Cortante Obtenido por el Análisis Sísmico Estático.</i> .....	170
<i>Tabla 17. Fuerzas Cortantes obtenidos por el Análisis Dinámico Dirección X.</i> .....	171
<i>Tabla 18. Fuerzas Cortantes obtenidos por el Análisis Dinámico Dirección Y.</i> .....	171
<i>Tabla 19. Verificación de Cortantes Estáticas y Dinámicas.</i> .....	172
<i>Tabla 20. Verificación de Coeficiente de Reducción para la Dirección "X".</i> .....	174
<i>Tabla 21. Verificación de Coeficiente de Reducción para la Dirección "Y".</i> .....	176
<i>Tabla 22. Derivas Máximas de Entrepiso en el Eje "X".</i> .....	178
<i>Tabla 23. Derivas Máximas de Entrepiso en el Eje "Y".</i> .....	178
<i>Tabla 24. Desplazamientos en el Eje "X".</i> .....	178
<i>Tabla 25. Desplazamientos en el Eje "Y".</i> .....	179
<i>Tabla 26. Fuerzas Debido a Cargas por Peso de la Estructura.</i> .....	181
<i>Tabla 27. Fuerzas Cortantes Debido al Sismo en la Dirección "X".</i> .....	181
<i>Tabla 28. Fuerzas Cortantes Debido al Sismo en la Dirección "Y".</i> .....	182
<i>Tabla 29. Periodos y Frecuencias.</i> .....	182
<i>Tabla 30. Fuerza Cortante Actuante en los Niveles de la Estructura.</i> .....	183
<i>Tabla 31. Distribución de Fuerzas Laterales por cada Piso.</i> .....	183
<i>Tabla 32. Rótulas Plásticas Actuantes y su Comportamiento en la Estructura.</i> .....	189

## INDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1. Mecanismo de Propagación de la Energía Sísmica desde el Hipocentro Hasta el Emplazamiento de la Estructura. ....</i>	<i>29</i>
<i>Figura 2. Placa Sudamericana, Placa de Nazca y Placa Menor del Altiplano.....</i>	<i>31</i>
<i>Figura 3. Hipocentro y Epicentro.....</i>	<i>31</i>
<i>Figura 4. Propagación de las Ondas Sísmicas. ....</i>	<i>32</i>
<i>Figura 5. Curva de Peligro T=0.15seg – Amortiguamiento 5%.....</i>	<i>33</i>
<i>Figura 6. Respuesta de Análisis Lineal y no Lineal.....</i>	<i>34</i>
<i>Figura 7. Comportamiento de Vigas y Columnas Ante Cargas Dinámicas. ....</i>	<i>35</i>
<i>Figura 8. Modelo Elasto – Plástico. ....</i>	<i>38</i>
<i>Figura 9. Modelo de Curva Completa.....</i>	<i>38</i>
<i>Figura 10. Modelo Trilineal. ....</i>	<i>39</i>
<i>Figura 11. Modelo de Whitney.....</i>	<i>40</i>
<i>Figura 12. Modelo de Honestad (1951) Concreto no confinado. ....</i>	<i>41</i>
<i>Figura 13. Modelo de Kent y Park para Concreto Confinado por Estribos Rectangulares. ....</i>	<i>42</i>
<i>Figura 14. Modelo de Mander para Concreto Confinado.....</i>	<i>42</i>
<i>Figura 15. Plano de Arquitectura en el Software AutoCAD 2015. ....</i>	<i>51</i>
<i>Figura 16. Plano de los Elementos Estructurales en el Software AutoCAD 2015. ....</i>	<i>51</i>
<i>Figura 17. Plano de la Losa Aligerada y Vigas en el Software AutoCAD 2015. ....</i>	<i>52</i>
<i>Figura 18. Geometría y Cuantía de Acero en Elementos Estructurales para Columnas y Placas. ...</i>	<i>52</i>
<i>Figura 19. Elevación Principal del Pabellón “B” de la Institución Educativa Secundaria Gran Unidad Escolar “San Carlos” – Puno. ....</i>	<i>53</i>
<i>Figura 20. Elevación Posterior del Pabellón “B” de la Institución Educativa Secundaria Gran Unidad Escolar “San Carlos” – Puno.....</i>	<i>53</i>
<i>Figura 21. Inicio de Modelo en el Software Etabs v.16. ....</i>	<i>55</i>
<i>Figura 22. Definición de Modelo a utilizar. ....</i>	<i>55</i>
<i>Figura 23. Personalización del sistema de Grillas. ....</i>	<i>56</i>
<i>Figura 24. Personalización de Alturas de Piso.....</i>	<i>56</i>
<i>Figura 25. Asignación de Propiedades del Concreto Armado.....</i>	<i>58</i>
<i>Figura 26. Asignación de Propiedades del Acero Estructural. ....</i>	<i>58</i>
<i>Figura 27. Propiedad de la Losa Aligerada.....</i>	<i>59</i>
<i>Figura 28. Concreto Rectangular Tipo Frame.....</i>	<i>60</i>
<i>Figura 29. Características del Elemento Estructural Viga. ....</i>	<i>60</i>
<i>Figura 30. Definición de Elemento Tipo Viga.....</i>	<i>61</i>
<i>Figura 31. Concreto Rectangular Tipo Especial. ....</i>	<i>62</i>

<i>Figura 32. Características del Elemento Estructural Columna.</i>	62
<i>Figura 33. Características del Elemento Estructural Columna en Section Designer.</i>	63
<i>Figura 34. Dimensiones del Elemento Estructural Columna.</i>	63
<i>Figura 35. Propiedad de la Placa de Concreto.</i>	64
<i>Figura 36. Dibujo del Elemento Estructural Losa Aligerada.</i>	65
<i>Figura 37. Vista de elementos estructurales en 3D.</i>	65
<i>Figura 38. Vista de elementos estructurales en 3D Renderizado.</i>	66
<i>Figura 39. Restricciones en la Base de la Estructura.</i>	66
<i>Figura 40. Combinaciones de Carga.</i>	69
<i>Figura 41. Asignación de Brazos Rígidos en Elementos Estructurales.</i>	70
<i>Figura 42. Visualización de Brazos Rígidos en Columnas.</i>	70
<i>Figura 43. Visualización de Brazos Rígidos en el pórtico.</i>	70
<i>Figura 44. Visualización de Brazos Rígidos en 3D.</i>	71
<i>Figura 45. Zonas Sísmicas.</i>	72
<i>Figura 46. Coeficiente de Amplificación Sísmica.</i>	74
<i>Figura 47. Espectro de Desplazamiento <math>R = 1</math>.</i>	80
<i>Figura 48. Espectro Dirección "X" <math>R=8</math>.</i>	81
<i>Figura 49. Espectro Dirección "Y" <math>R=6</math>.</i>	83
<i>Figura 50. Modelo Dinámico con 1 GDL.</i>	84
<i>Figura 51. a) Edificio a Cortante con Excitación Sísmica, b) Modelo Dinámico Equivalente.</i>	85
<i>Figura 52. a) Modelo Completo Tridimensional con Excitación Sísmica, b) Modelo Dinámico Simplificado.</i>	85
<i>Figura 53. Creación de Espectro de Desplazamientos.</i>	86
<i>Figura 54. Espectro de Desplazamiento <math>R = 1</math>.</i>	87
<i>Figura 55. Espectro Elástico <math>R = 8</math>.</i>	88
<i>Figura 56. Espectro Elástico <math>R = 6</math>.</i>	89
<i>Figura 57. Definición de los Patrones de Carga.</i>	90
<i>Figura 58. Definición del Sismo Estático para la dirección "X".</i>	91
<i>Figura 59. Definición del Sismo Estático para la dirección "Y".</i>	92
<i>Figura 60. Casos de Cargas Creados.</i>	93
<i>Figura 61. Casos de Cargas Creados.</i>	93
<i>Figura 62. Definición del Caso Modal.</i>	94
<i>Figura 63. Definición del Caso de Carga Peso Propio.</i>	94
<i>Figura 64. Definición del Caso de Carga de Sobrecarga.</i>	95
<i>Figura 65. Definición del Caso de Carga Acabados.</i>	95

<i>Figura 66. Definición del Caso de Carga CM.</i>	96
<i>Figura 67. Definición del Caso de Carga Sísmica Dinámica SDinX.</i>	97
<i>Figura 68. Definición del Caso de Carga Sísmica Dinámica SDinY.</i>	97
<i>Figura 69. Definición del Caso de Carga Gravitacional.</i>	98
<i>Figura 70. Definición del Caso de Carga Pushover X.</i>	99
<i>Figura 71. Vista de Modelo 3D.</i>	100
<i>Figura 72. Punto de Control a Monitorear.</i>	100
<i>Figura 73. Detalles del Punto a Monitorear.</i>	101
<i>Figura 74. Condiciones para la Definición del Análisis no Lineal.</i>	102
<i>Figura 75. Salida de Resultados Múltiples No Lineales.</i>	103
<i>Figura 76. Carga de Peso Propio Asignada.</i>	104
<i>Figura 77. Asignación de Sobrecarga Según Tabla.</i>	105
<i>Figura 78. Carga de Acabados Asignada.</i>	106
<i>Figura 79. Carga de Peso por Albañilería Asignada.</i>	106
<i>Figura 80. Verificación de Error en el Modelo.</i>	107
<i>Figura 81. Estado de Modelo Chequeado sin Advertencia de Errores.</i>	108
<i>Figura 82. Establecer Casos de Carga para Ejecutar.</i>	108
<i>Figura 83. Diagrama Conceptual de Transformación de MDOF a sistema SDOF.</i>	111
<i>Figura 84. Curva de Capacidad para MDOF, Idealización Bilineal equivalente para un SDOF.</i>	113
<i>Figura 85. Representación del Procedimiento Estático Lineal.</i>	114
<i>Figura 86. Distribución de Cargas Laterales.</i>	117
<i>Figura 87. Patrón de Desplazamiento y Nodo de Control en el Edificio.</i>	118
<i>Figura 88. Representación del Pushover y la Curva de Capacidad.</i>	118
<i>Figura 89. Aparición de Rotulas en la Curva de Capacidad.</i>	119
<i>Figura 90. Criterio de las Rigideces Tangentes.</i>	120
<i>Figura 91. Criterio de las Áreas Iguales.</i>	120
<i>Figura 92. Curva Elástica e Inelástica de un Elemento.</i>	121
<i>Figura 93. Espectro de Pseudo Aceleraciones según E – 030.</i>	121
<i>Figura 94. Curva de Capacidad y Demanda transformada a Espectro Capacidad.</i>	123
<i>Figura 95. Intersección Proyectando la Pendiente <math>a_{pi}</math> y <math>d_{pi}</math> sobre el Espectro de Capacidad.</i>	123
<i>Figura 96. Representación Bilineal del Espectro de Capacidad.</i>	124
<i>Figura 97. Espectro de Demanda Reducido a un Amortiguamiento Efectivo.</i>	124
<i>Figura 98. Punto de Intersección del Espectro de Demanda Reducido con el Espectro de Capacidad Espectral.</i>	125
<i>Figura 99. Bilinealización de la Curva de Capacidad.</i>	127

<i>Figura 100. Pendiente Negativa de la Rigidez Post – Elástica.....</i>	<i>130</i>
<i>Figura 101. Relación Generalizada Fuerza – Deformación para Elementos de Concreto. ....</i>	<i>138</i>
<i>Figura 102. Valores de Rigidez Efectiva de Componentes.....</i>	<i>139</i>
<i>Figura 103. Curvas Generalizadas Fuerza – Deformación para Representar el Modelado y los Criterios de Aceptación de los Componentes. ....</i>	<i>141</i>
<i>Figura 104. Curva Generalizada (a) Fuerza – Deformación para Representar el Modelado y los Criterios de Aceptación de los Componentes. ....</i>	<i>141</i>
<i>Figura 105. Parámetros para el Modelado y Criterios de Aceptación Numéricos para Procedimiento no Lineal – Vigas de Concreto Reforzado.....</i>	<i>143</i>
<i>Figura 106. Parámetros para el Modelado y Criterios de Aceptación Numéricos para Procedimiento no Lineal – Columnas de Concreto Reforzado.....</i>	<i>144</i>
<i>Figura 107. Creación de Rotulas Plásticas.....</i>	<i>145</i>
<i>Figura 108. Elección de la Tabla 10 – 7 (Vigas de Concreto según ASCE 41 – 13).....</i>	<i>145</i>
<i>Figura 109. Elección del Caso de Carga para el Análisis.....</i>	<i>146</i>
<i>Figura 110. Definición de los Parámetros del Modelado y Criterios de Aceptación para Vigas de Concreto. ....</i>	<i>146</i>
<i>Figura 111. Creación de Rotulas Plásticas.....</i>	<i>147</i>
<i>Figura 112. Elección Tabla 10 – 8 (Columnas de Concreto según ASCE 41 – 13). ....</i>	<i>147</i>
<i>Figura 113. Elección del Caso de Carga para el Análisis.....</i>	<i>148</i>
<i>Figura 114. Propiedad de la Rotula Plástica en Columnas de Concreto.....</i>	<i>148</i>
<i>Figura 115. Fuerzas Axiales actuantes en la estructura a tomar en consideración. ....</i>	<i>149</i>
<i>Figura 116. Fuerzas Axiales Actuantes en la Columna del Nivel 1. ....</i>	<i>149</i>
<i>Figura 117. Fuerzas Axiales Actuantes en la Columna del Nivel 2. ....</i>	<i>150</i>
<i>Figura 118. Fuerzas Axiales Actuantes en la Columna del Nivel 3. ....</i>	<i>150</i>
<i>Figura 119. Definición de los Parámetros del Modelado y Criterios de Aceptación para Columnas de Concreto para una Fuerza Axial de <b>-103.1972 Tonf.</b> ....</i>	<i>151</i>
<i>Figura 120. Definición de los Parámetros del Modelado y Criterios de Aceptación para Columnas de Concreto para una Fuerza Axial de <b>-72.4399 Tonf.</b> ....</i>	<i>151</i>
<i>Figura 121. Vista General 3D con las Rotulas Plásticas asignadas en Elementos Estructurales Vigas y Columnas. ....</i>	<i>152</i>
<i>Figura 122. Vista de la Elevación “2” con Rotulas Plásticas asignadas en Elementos Estructurales. ....</i>	<i>152</i>
<i>Figura 123. Registro Sísmico Arequipa 2007.....</i>	<i>154</i>
<i>Figura 124. Registro Sísmico Atico 2001. ....</i>	<i>155</i>
<i>Figura 125. Registro Sísmico Huaraz 1970. ....</i>	<i>156</i>

<i>Figura 126. Registro Sísmico Lima 1966.</i>	156
<i>Figura 127. Registro Sísmico Lima 2007.</i>	157
<i>Figura 128. Registros Sísmicos a Utilizar en el Modelo.</i>	158
<i>Figura 129. Escalamiento de los Registros Tiempo – Historia a Nivel del Espectro de Desplazamiento.</i>	158
<i>Figura 130. Registro Sísmico Arequipa 2007, Escalonado para un Espectro de Desplazamiento con Intervalos de Tiempo y Valor.</i>	159
<i>Figura 131. Registro Sísmico Atico 2001, Escalonado para un Espectro de Desplazamiento con Intervalos de Tiempo y Valor.</i>	160
<i>Figura 132. Registro Sísmico Huaraz 1970, Escalonado para un Espectro de Desplazamiento con Intervalos de Tiempo y Valor.</i>	161
<i>Figura 133. Registro Sísmico Lima 1966, Escalonado para un Espectro de Desplazamiento con Intervalos de Tiempo y Valor.</i>	162
<i>Figura 134. Registro Sísmico Lima 2007, Escalonado para un Espectro de Desplazamiento con Intervalos de Tiempo y Valor.</i>	163
<i>Figura 135. Definición del Caso de Carga Gravitacional No Lineal Tiempo – Historia con los Patrones de Carga Asignados.</i>	164
<i>Figura 136. Definición del Caso de Carga No Lineal Tiempo – Historia para el Registro Sísmico de Arequipa 2007.</i>	165
<i>Figura 137. Definición del Caso de Carga No Lineal Tiempo – Historia para el Registro Sísmico de Atico 2001.</i>	166
<i>Figura 138. Definición del Caso de Carga No Lineal Tiempo – Historia para el Registro Sísmico de Huaraz 1970.</i>	167
<i>Figura 139. Definición del Caso de Carga No Lineal Tiempo – Historia para el Registro Sísmico de Lima 1966.</i>	168
<i>Figura 140. Definición del Caso de Carga No Lineal Tiempo – Historia para el Registro Sísmico de Lima 2007.</i>	169
<i>Figura 141. Corte de Sección (Section Cut) para la Dirección X.</i>	172
<i>Figura 142. Fuerza Cortante en la Base en la Dirección X.</i>	173
<i>Figura 143. Fuerza Cortante que absorben Muros Estructurales en Dirección “X”.</i>	173
<i>Figura 144. Corte de Sección (Section Cut) para la Dirección Y.</i>	174
<i>Figura 145. Fuerza Cortante en la Base en la Dirección X.</i>	175
<i>Figura 146. Fuerza Cortante que absorben las columnas en Dirección “Y”.</i>	175
<i>Figura 147. Fuerza Cortante que absorben Muros Estructurales en Dirección “Y”.</i>	175
<i>Figura 148. Desplazamientos de Piso para el Sismo en “X”.</i>	177

<i>Figura 149. Desplazamientos de Piso para el Sismo en "Y".</i>	177
<i>Figura 150. Desplazamiento de los niveles en el Eje X.</i>	179
<i>Figura 151. Desplazamiento de los niveles en el Eje Y.</i>	179
<i>Figura 152. Fuerza Cortante en los Pisos debido al Sismo en "X".</i>	180
<i>Figura 153. Fuerza Cortante en los Pisos debido al Sismo en "Y".</i>	180
<i>Figura 154. Fuerza Lateral en el Piso 1 en el eje "X".</i>	184
<i>Figura 155. Fuerza Lateral en el Piso 2 en el eje "X".</i>	184
<i>Figura 156. Fuerza Lateral en el Piso 3 en el eje "X".</i>	185
<i>Figura 157. Aparición de Rotulas Plásticas para el Paso 2.</i>	185
<i>Figura 158. Aparición de Rotulas Plásticas para el Paso 4.</i>	186
<i>Figura 159. Aparición de Rotulas Plásticas para el Paso 6.</i>	186
<i>Figura 160. Vista 3D de Rotulas Plásticas en Elementos Estructurales.</i>	187
<i>Figura 161. Curva de Capacidad para el Caso no Lineal Push – X.</i>	188
<i>Figura 162. Curva de Capacidad para el Caso no Lineal Push – X con Adaptación del FEMA 440.</i>	188
<i>Figura 163. Punto de Desempeño en la Curva de Capacidad.</i>	189
<i>Figura 164. Resultado del Registro Sísmico Arequipa 2007.</i>	191
<i>Figura 165. Resultado del Registro Sísmico Atico 2001.</i>	192
<i>Figura 166. Resultado del Registro Sísmico Huaraz 1970.</i>	193
<i>Figura 167. Resultado del Registro Sísmico Lima 1966.</i>	194
<i>Figura 168. Resultado del Registro Sísmico Lima 2007.</i>	195

## RESUMEN

El Perú se encuentra en el cinturón de Fuego del Pacífico, por tanto, la ocurrencia de los sismos dentro del territorio dejó como consecuencia altos costos sociales y económicos en edificaciones esenciales, como Instituciones Educativas, demostrando la alta vulnerabilidad sísmica. La presente investigación se basa debido a la preocupación que existe sobre la seguridad que ofrecen dichas instituciones educativas para poder lidiar con eventos sísmicos. El objetivo es evaluar la vulnerabilidad sísmica, en especial de la Institución Educativa Secundaria G.U.E. “San Carlos” – Puno. Se presenta un enfoque metodológico cuantitativo para poder realizar la estimación de la vulnerabilidad sísmica, determinando así la probabilidad de falla de la estructura, probabilidad de daño, desplazamientos utilizando métodos de análisis no lineal estático y análisis dinámico Tiempo Historia, así poder obtener la respuesta sísmica de la estructura de acuerdo a lo estipulado en el Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma Técnica E – 030 “Diseño Sismorresistente”. Como resultado obtenemos la Curva de Capacidad, obtenida del análisis no lineal estático Pushover, mediante el análisis dinámico Tiempo Historia, a través del ingreso de registros sísmicos ocurridos en el territorio peruano obtenemos los desplazamientos para cada instante de tiempo, se ha obtenido las derivas de entrepiso (distorsión) cumpliendo con la norma. También mediante el análisis no lineal Pushover se afirma que la estructura se encuentra en un desempeño dentro de un nivel de IO (ocupación inmediata) el punto de desempeño muestra una deformación máxima de 3.495 cm que significa que la estructura ante un evento sísmico con probabilidad de excedencia en 50 años, no sufrirá algún daño estructural.

**PALABRAS CLAVES.** Análisis Tiempo – Historia, Concreto armado, Derivas, Desempeño sísmico, Desplazamientos, Ductilidad, Pushover, Resistencia, Rigidez, Rotulas plásticas, Vulnerabilidad.



## ABSTRACT

Peru is in the Pacific Ring of Fire, therefore, the occurrence of earthquakes within the territory left as a consequence high social and economic costs in essential buildings, such as Educational Institutions, demonstrating the high seismic vulnerability. This research is based on the concern that exists about the security offered by these educational institutions to deal with seismic events. The objective is to evaluate the seismic vulnerability, especially of the G.U.E. "San Carlos" - Puno. A quantitative methodological approach is presented to be able to estimate the seismic vulnerability, thus determining the probability of structure failure, probability of damage, displacements using static nonlinear analysis methods and dynamic History Time analysis, thus obtaining the seismic response of the structure according to what is stipulated in the National Building Regulations, Technical Standard E - 030 "Seismic Resistant Design". As a result, we obtain the Capacity Curve, obtained from the non-linear static Pushover analysis, by means of the Dynamic History Time analysis, through the entry of seismic records that occurred in the Peruvian territory we obtain the displacements for each moment of time, the drifts of mezzanine (distortion) complying with the standard. Also by means of the non-linear Pushover analysis it is affirmed that the structure is in a performance within a level of IO (immediate occupation) the performance point shows a maximum deformation of 3,495 cm which means that the structure before a seismic event with probability of 50-year return will not suffer any structural damage.

**KEYS OF WORDS.** Seismic Performance, Pushover, Plastic Balls, Ductility, Drifts, Displacements, Vulnerability, Reinforced Concrete, Resistance, Rigidity, Time - History Analysis.

## INTRODUCCIÓN

En la presente investigación abordada trata sobre la metodología de un análisis no lineal estático Pushover de la misma manera un análisis no lineal dinámico tiempo – Historia, herramientas exactas para poder desarrollar el comportamiento de estructuras ante las diferentes sollicitaciones sísmicas en la Ingeniería Estructural. Su importancia fundamental de ambas metodologías, desde un punto de vista del evaluador o diseñador es que se tendrá una respuesta verídica sobre el comportamiento y desempeño el cual presentará dicha estructura después de un evento sísmico.

Con el pasar del tiempo el desarrollo de la Ingeniería Estructural, ha adoptado grandes cambios en cuanto a las metodologías tradicionales utilizadas sobre el diseño lineal con el fin de poder predecir cómo es que será el comportamiento de las estructuras hasta un punto de falla.

De la misma manera el creciente avance de la tecnología, informática y aparición de softwares que facilitan el trabajo de los profesionales, en especial el caso del Ingeniero Civil, el cual estos softwares proporcionan la creación y realización de métodos de análisis más complejos, pasando por los métodos clásicos del análisis estático al análisis dinámico.

El análisis no lineal permite modelar cómo será el comportamiento real de la estructura cuando a esta se le aplique cargas horizontales y verticales, de la misma manera poder conocer el desempeño frente a sollicitaciones de cargas externas.

Con el objetivo de conocer el desempeño sismorresistente de una estructura de concreto armado antes diferentes sismos reales ocurridos, es que desarrollo la presente tesis de investigación de una estructura esencial como es una Institución Educativa, realizando la evaluación estructural para así poder obtener el desempeño sísmico, curva de capacidad, utilizando el método del análisis Pushover y el análisis dinámico incremental, en la cual la curva de capacidad será comparada con los espectros de respuestas de sismos reales ocurridos para poder conocer el desempeño antes diferentes y posibles escenarios sísmicos. Resaltar también que dicha

información de la tesis está basada en diferentes publicaciones, libros, investigaciones, códigos de diseño como son el FEMA, ATC y de la misma manera el Reglamento Nacional de Edificaciones E – 030 “Diseño Sismorresistente”.

La normativa vigente aprobada en enero del 2016 del Reglamento Nacional de Edificaciones E – 030 “Diseño Sismorresistente” tuvo la actualización y adición de una zona sísmica, la zona 4 de mayor intensidad (zona costera) y por lo tanto catalogando en la zona 3 a la ciudad de Puno (altamente sísmica). Por otro lado, en la región de Puno, en los últimos años se vienen registrando constantes movimientos sísmicos, pero de baja intensidad.

En la actualidad los Ingenieros Civiles diseñan edificaciones con mayor cuidado y seguridad de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones E – 030 “Diseño Sismorresistente”. Sin embargo, no resulta del todo óptimo, donde no se cuenta con el verdadero comportamiento de los elementos estructurales, donde causa incertidumbre en los propietarios.

Finalmente, la presente tesis tiene por objetivo motivar a la comunidad ingenieril a entender la importancia del diseño mediante métodos más eficientes y exactos, el cual ayudara a verificar el estado actual de la estructura de la misma manera tener una respuesta real de la estructura en cuanto al comportamiento, curva de capacidad y punto de desempeño.

## **CAPÍTULO I**

### **EL PROBLEMA.**

#### **1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.**

La energía acumulada en la litosfera es liberada a través de movimientos bruscos en el terreno, los terremotos son propagados con forma de ondas en la superficie del suelo, de tal manera que ocasione daños en forma directa e indirecta en zonas habitadas por pobladores, dependiendo así de su localización de epicentro, características geológicas, y el tipo de falla entre otros. Perú siendo un país con un alto riesgo sísmico, para lo cual será necesario aplicar los actuales avances de la ingeniería sísmica a nuestra realidad.

La capacidad de deformación o ductilidad de una estructura es un factor clave para poder contar con un comportamiento sísmico conveniente. Para poder desarrollar un óptimo diseño sísmico en estructuras será necesario conocer sobre los mecánicos de falla de dicha estructura, hasta que este llegue a un nivel de colapso. En la actualidad ya se vienen utilizando los métodos con técnicas avanzadas para el desarrollo de un análisis no lineal de una estructura, entre ellas se cuenta con un análisis estático no lineal Pushover y un análisis dinámico no lineal Tiempo – Historia, que son metodologías óptimas para encontrar resultados mucho más exactos en cuanto a la obtención de resultado.

En el mundo la experiencia siempre ha demostrado que existe una alta vulnerabilidad en las Instituciones Educativas frente a eventuales movimientos sísmicos, considerando así un alto costo social, económico y pérdida de vidas humanas.

Establecida la alta probabilidad de eventos sísmicos en territorio nacional, el concepto de contar con edificaciones esenciales, modificaciones realizadas en el Reglamento Nacional de Edificaciones, dentro del mismo la Norma Técnica E – 030 “Diseño Sismorresistente” y de la misma manera también el alto crecimiento poblacional y por ende escolar de las instituciones educativas en las diferentes provincias del departamento de Puno, dado que los diseños realizados de las

diferentes instituciones fueron realizadas con parámetros propios de normas anteriores, es por eso la necesidad de realizar la evaluación en la respuesta sísmica y poder conocer la probabilidad de falla y probabilidad de daño de las diferentes Estructuras.

## **1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.**

### **1.2.1 Problema General.**

- ¿Cuál será el desempeño sísmico mediante el método análisis estático incremental para la Institución Educativa G.U.E. San Carlos Puno?

### **1.2.2 Problemas Específicos.**

- ¿Cuán vulnerable es la región en estudio para la Institución Educativa G.U.E. San Carlos Puno?
- ¿Cuál es el modelo óptimo de análisis de la Institución Educativa G.U.E. San Carlos Puno?
- ¿Cuáles serán las diferencias de resultados entre los diferentes métodos a utilizar en la Institución Educativa G.U.E. San Carlos Puno?

## **1.3 JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA.**

A través del tiempo e historia, las personas tenemos por entendimiento cuán importante necesitamos estar preparados para cualquier movimiento sísmico que pueda tener un gran impacto tanto social como económico y en el peor de los casos las pérdidas de vidas humanas, vivimos con ese temor a diario, ya que estos son hechos adversos que son imposibles de predecir como como son los huracanes, tsunamis, sismos, entre otros

La imposibilidad de poder predecir estos movimientos sísmicos, para lo cual debemos estar siempre alerta y preparados para poder afrontar todo lo que esto conlleva. Especialmente a edificaciones esenciales como hospitales, estación de bomberos, policías y demás edificaciones de primer nivel, ya que estas deben estar preparadas para soportar eventos sísmicos y quedar totalmente operativas y su servicio debe continuar con normalidad para que también puedan servir de evacuación en caso de ser necesario.

Las actualizaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones y sus actuales tendencias en la Ingeniería Sismorresistente incita a la necesidad de realizar evaluaciones de vulnerabilidad en edificaciones con densidad humana alta, dado que será allí donde se concentra un gran número de la población en general. Esta necesidad se hace relevante para aquellas estructuras donde pertenecen al grupo de estructuras de uso esencial.

Las estructuras de Instituciones Educativas se encuentran dentro de la categoría A “edificaciones esenciales”, debido a su función que estas desempeñan durante y después de los eventos sísmicos, haciendo uso de alojamiento o refugio a las personas damnificadas durante el post – sismo.

Nuestro país presenta un grado elevado en cuanto a la actividad sísmica, dado que las ciudades principales de nuestro país han sufrido una serie de grandes intensidades sísmicas.

Otro punto a mencionar es que las estructuras han sido construidas con normativas en el caso sismorresistente que no están vigentes y los cambios fueron significativos realizando la comparación con normas vigentes ya sea nacional o internacional, de la misma manera dar a conocer que no se a realizado una evaluación de vulnerabilidad sísmica de las instituciones educativas tanto nivel primario como secundario en la provincia de Puno, instituciones educativas donde prestan el servicio a una gran cantidad de alumnos, y si a esto se añade que el área de estudio se encuentra situado en una zona 3 la misma que es considerada de alta sismicidad, podremos comprender la necesidad de realizar un estudio de vulnerabilidad sísmica y comportamiento estructural a este tipo de estructuras.

En la actualidad han sido y seguirán siendo objeto de estudio la determinación de vulnerabilidad sísmica de estas edificaciones, y así poder tomar las medidas del caso ya sea preventivas, correctivas y mejorar en los criterios de construcción para las edificaciones de estructuras posteriores o realizar los reforzamientos estructurales de acuerdo a la respuesta estructural que obtengamos de cada institución educativa evaluada.

## **1.4 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN.**

### **1.4.1 Objetivos específicos.**

- Analizar por el método análisis incremental estático el desempeño sísmico de la Institución Educativa G.U.E. San Carlos Puno.

### **1.4.2 Objetivos específicos.**

- Definir la sismología de región en estudio mediante Espectros Elásticos de diseño.
- Definir un modelo de análisis no lineal contemplando rótulas plásticas en los elementos estructurales.
- Realizar un análisis comparativo entre los métodos Análisis no lineal Tiempo Historia y el Fema 440.

## **CAPÍTULO II**

### **MARCO TEÓRICO.**

#### **2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN.**

##### **2.1.1 Sismicidad Histórica en el Departamento de Puno.**

Según Tavera (2008) “El borde occidental de América del Sur es una de las regiones sísmicamente más activas en el mundo y está asociada al proceso de subducción de la placa de Nazca por debajo de la Sudamericana, Perú es parte de esta región”.

Entre los movimientos sísmicos más relevantes que hayan ocurrido durante los tiempos históricos, se tienen los sismos de 1604 (IX MM), 1784 (X MM) y 1868 (X MM) sismos que han destruido en su gran mayoría a los departamentos de Arequipa, Moquegua, Tacna, Puno y Norte de Chile. Según la información disponible, estos sismos históricos produjeron daños moderados en el departamento de Puno, y se detallan a continuación.

**1928:** 09 de abril, a las 12h 30min, Terremoto de magnitud de 6.9 en la escala de Richter se produce en Carabaya – Puno (al Noreste de la ciudad de Puno, límite con Madre de Dios) gran destrucción de viviendas / iglesias y viviendas que no fueron destruidas quedaron inhabitables. Las localidades de Ituata y Macusani con severos daños.

**1952:** 09 de febrero, Movimiento sísmico de magnitud 7.5 en la escala de Richter a las 6h 31min que afecto Coasa y Macusani en Puno.

**1958:** 15 de enero, a las 14h 14min 29seg, Terremoto en Arequipa que causó 28 muertos y 133 heridos. Alcanzo una intensidad del grado VII en la escala modificada de Mercalli.

**1960:** 09 de marzo, a las 18h 54min, Se produjo una violenta réplica del terremoto del 13 de enero, en la ciudad de Arequipa se cayeron las cornisas removidas, este sismo fue, sentido en Puno, en los Puertos de Matarani y Mejía tuvo una intensidad de (V MM), en la ciudad de Arequipa se sintió con una magnitud de



6.0 en la Escala de Richter, el epicentro se ubicó a 16° Latitud Sur y 72° Longitud Oeste.

**2001:** En la frontera de Puno con Arequipa, se nota la presencia de un alineamiento de sismos debido probablemente a una pequeña falla presente cerca de la localidad de Santa Lucia y que fuera reactiva con el sismo de Arequipa del 2001 con un sismo de magnitud 5.0 en la escala de Richter el 29 de junio a las 22h 33min, que causó alarma en las localidades de Santa Lucia y Lampa porque produjeron deslizamientos de tierra y piedras, además de emanaciones de agua. La intensidad evaluada en la ciudad de Puno e Ilave fue de (IV MM), en Juliaca y Ayaviri de (III MM).

La vulnerabilidad sísmica de una estructura es la que estará susceptible a ser dañada con una intensidad determinada. Existen varios métodos para hallar la vulnerabilidad sísmica. Estos métodos son clasificados como empíricos, analíticos e híbridos. Empíricos están basados en juicios de expertos y en escalas de daño que se obtiene de reconocimientos post – sismo y reportes estadísticos de daño. En contraste, los métodos analíticos son de mayor confiabilidad ya que son estudios más detallados y transparentes porque analizan el fenómeno sísmico directamente. Los métodos híbridos son una combinación de ambos enfoques. Para elegir cual es el método indicado se debe tener en cuenta los requerimientos, recursos y datos disponibles, como también el tamaño de estudio a realizar.

### **2.1.2 Antecedentes en el ámbito nacional.**

**Delgadillo, J. (2005)**, Análisis No Lineal Estático de estructuras y la Norma E-030 El motivo principal de la tesis es observar la utilidad del Análisis No Lineal Estático Pushover que nos presenta el ATC-40 y FEMA-356, utilizado conjuntamente con la demanda sísmica proveída por la Norma Peruana de Diseño Sísmico E-030 El objetivo es poder obtener y evaluar el nivel de daño producido en los elementos mediante el monitoreo de las deformaciones (giros o desplazamientos) en el nivel de desempeño de la estructura y luego proceder a la verificación de los límites locales de aceptación dados por FEMA 356 y ATC-40;

otro objetivo fundamental de esta tesis es mostrar que un Análisis No Lineal Estático Pushover es un método para poder hallar las zonas “débiles” de una estructura y poder luego tomar medidas. Para lograr este propósito se toma como ejemplo un edificio de cinco pisos con irregularidad en planta, destinada a departamentos. Se concluye que para realizar un análisis Pushover se requiere un diseño estructural previo, ya que nos sirve para ver la magnitud del daño, mediante el monitoreo de la deformación de desempeño (giro o desplazamiento) de los elementos y poder calificarlos como daños aceptables o no, mediante los límites de aceptación.

**Gálvez, V. (2011)**, Evaluación del desempeño sísmico sismorresistente utilizando un análisis no lineal en el tiempo. Como objetivo principal de esta investigación es realizar el estudio de un procedimiento para evaluar el desempeño de estructuras usando métodos No Lineales Tiempo Historia con solicitaciones sísmicas incrementales. Se modeló y aplicó solicitaciones sísmicas incrementales de registros nacionales de la costa peruana sobre suelos buenos a una edificación escolar de 2 pisos con sistemas aporticado y de muros de albañilería confinada. Se evaluó el desempeño de la edificación utilizando los criterios de desempeño del FEMA 368 y Ghobarah.

**Fajardo, C. (2012)**, Evaluación estructural de una de las edificaciones del hospital Edgardo Rebagliati Martins haciendo uso de la metodología de espectro de capacidad. El principal objetivo se ha enfocado en el uso de aplicación de un método de análisis no lineal para obtener la capacidad estructural de la estructura en mención. Como herramienta principal de análisis se usó el método del Espectro de Capacidad, descrito a detalle en la metodología del ATC 40, con una alternativa de metodología en la búsqueda del punto de desempeño de la estructura.

**Vergara y Zevallos (2014)**, Realizaron el diseño basado en desempeño y análisis estático no lineal de una edificación de 6 niveles en Trujillo, de tal forma que establece los parámetros de comparación con un diseño tradicional. Obteniendo como resultados que mediante el análisis Pushover presenta el comportamiento

estructural observando la aparición de rotulas plásticas que de manera progresiva llevan al colapso que ayudaron a determinar el nivel en que se encuentra la estructura. Así mismo obtienen un cálculo de desempeño por el método de FEMA 356, la cual muestra un desplazamiento máximo para un sismo de la norma E-030 reducido de 4.133 cm donde el punto cae en un rango inelástico, pero dentro de un nivel operacional.

### **2.1.3 Antecedentes en el ámbito internacional.**

**Ainul, R., Sohaib, M. & Ashour, S. (2014)**, Evaluación sísmica de un edificio de concreto armado usando análisis Pushover. Esta investigación busca evaluar el comportamiento de los edificios de concreto armado de Arabia Saudita ya que estos solo fueron diseñados para resistir las cargas gravitacionales debido a que el país no pertenece a una zona sísmicamente activa.

Se emplea la norma ATC-40 para evaluar modelos 3D diseñados clásicamente y otros bajo códigos de diseño del país.

Los estudios llevados a cabo por Ainul, R., Sohaib, M. & Ashour, S. demuestran que las edificaciones diseñadas sin considerar los efectos sísmicos, presentan una capacidad estructural muy limitada y no satisfacen los criterios mínimos de desempeño según la norma ATC-40.

**Linares, O. & Sánchez, O. (2005)**, Análisis paramétrico del comportamiento sísmico no lineal de una estructura de hormigón reforzado.

Con el fin de hallar la cantidad extra de acero en vigas y columnas bajo la sollicitación de flexión y compresión que representa diseñar estructuras con la demanda sísmica propuesta por la microzonificación, se establece una estructura típica representativa de las existentes en Bucaramanga para vivienda de 12 pisos y aporticadas, a las que se les aplica el análisis Pushover propuesto por la metodología ATC-40, sometiendo a cada modelo a los espectros de la microzonificación, obteniendo un nivel de comportamiento estructural.

Como producto del análisis, se encuentra que las cantidades extras de acero con un costo muy ínfimo, haciendo viable aplicar los estudios de microzonificación al diseño estructural.

**Monavari, B. & Massumi, A. (2012).** Estimación de la demanda de desplazamiento en pórticos de concreto armado utilizando criterios de falla.

El objetivo de la investigación es evaluar el colapso de 13 tipos de estructuras aporticadas de concreto armado sometidas a un análisis Pushover mediante dos criterios, los que consideran la curvatura de los elementos estructurales, la distorsión de los entrepisos, la inestabilidad estructural a causa de la formación de rótulas plásticas, los índices de daño Park-Ann, para compararlos con los parámetros de control propuestos en la norma FEMA 356.

**Peralta, M. (2012).** Análisis estático no lineal y análisis dinámico no lineal del Hospital de Vielha. En este trabajo se pretende realizar un análisis de riesgo sísmico adecuado para el hospital de Vielha y conocer el comportamiento de esta estructura.

Los resultados obtenidos a partir del método estático son comparados con aquellos obtenidos a partir del análisis dinámico no lineal (ADNL). Los resultados muestran que el método estático usando el Pushover adaptativo se ajustan mucho mejor que los obtenidos a partir del Pushover clásico cuando se comparan con el ADNL.

Como conclusión general, el método estático no aproxima con suficiente precisión los resultados obtenidos con el ADNL. Este resultado se atribuye a la fuerte irregularidad del edificio estudiado indicando la insuficiencia del modelo simplificado que está implícito en las técnicas Pushover clásicas.

## 2.2 BASES TEÓRICAS.

### 2.2.1 Conceptos que sustentan la investigación.

#### 2.2.1.1 Evaluación sísmica y los sismos en los diseños de edificaciones.

##### - Peligro Sísmico.

Probabilidad de que ocurra un fenómeno físico como consecuencia de un terremoto, que puede ser a causa del mismo movimiento terrenal, la licuefacción, los deslizamientos de tierra, inundaciones, rupturas de fallas, a los que denominaremos efectos colaterales de un terremoto.

En la figura 1 se puede observar el mecanismo de propagación de la energía de un sismo, desde hipocentro hasta el emplazamiento de una estructura, cuando ocurre un terremoto con características determinadas (profundidad del foco, mecanismo focal, magnitud), parte de la energía disipada para convertirse en ondas sísmicas. Al propagarse por la tierra, dichas ondas se reflejan, refractan, atenúan o amplifican, llegando en forma de excitación sísmica. (Marín, 2012).

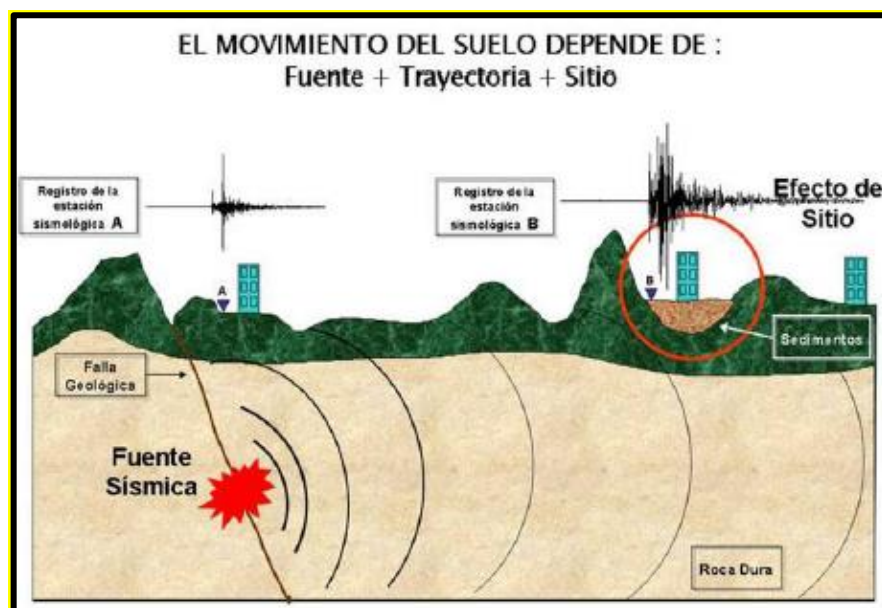


Figura 1. Mecanismo de Propagación de la Energía Sísmica desde el Hipocentro Hasta el Emplazamiento de la Estructura.  
(Fuente: Marín, 2012).

- **Riesgo Sísmico.**

Sera el grado de pérdidas que sufrirán las estructuras durante el lapso de tiempo que permanecerán expuestas a un movimiento sísmico (Bonett, 2003). También, el riesgo sísmico estará definido como una función de la vulnerabilidad sísmica y el peligro sísmico, a su vez este se puede expresar como:  $\text{Riesgo} = \text{Peligro} \times \text{Vulnerabilidad}$  (Kuroiwa, 2002).

- **Vulnerabilidad Sísmica.**

Es una característica propia de una estructura, de su propio comportamiento ante una acción sísmica descrita a través de la ley causa – efecto, donde la causa será el movimiento sísmico y el efecto será el daño ocasionado a esta (Sandi, 1996). La definición de vulnerabilidad sísmica deberá estar condicionado por el daño que se pretenda evaluar y el nivel de amenaza que exista. El daño dependerá mucho de la acción sísmica y de la capacidad estructural de la edificación, de manera que la evaluación de la vulnerabilidad sísmica estará vinculada necesariamente a la manera como se definirá la acción y el daño sísmico.

- **Sismo.**

Son aquellas perturbaciones que se producen en el interior de la tierra a su vez originan vibraciones o movimientos en el suelo. Su origen de estos en nuestro territorio es principalmente debido a la interacción de la placa de Nazca (placa oceánica) y la placa Sudamericana (placa continental). Frente a la costa del Perú se produce el fenómeno de subducción debido a que la placa Nazca se introduce por debajo de la placa Sudamericana. Cuando ocurre un movimiento relativo entre ambas placas es ahí donde se generan las ondas sísmicas, que producen así el movimiento del suelo (Zelaya, 2007). La causa que origina los sismos en el departamento de Puno y provincia de la misma, es a causa principal de la existencia de la placa menor del Altiplano, como se observa en la figura 2.

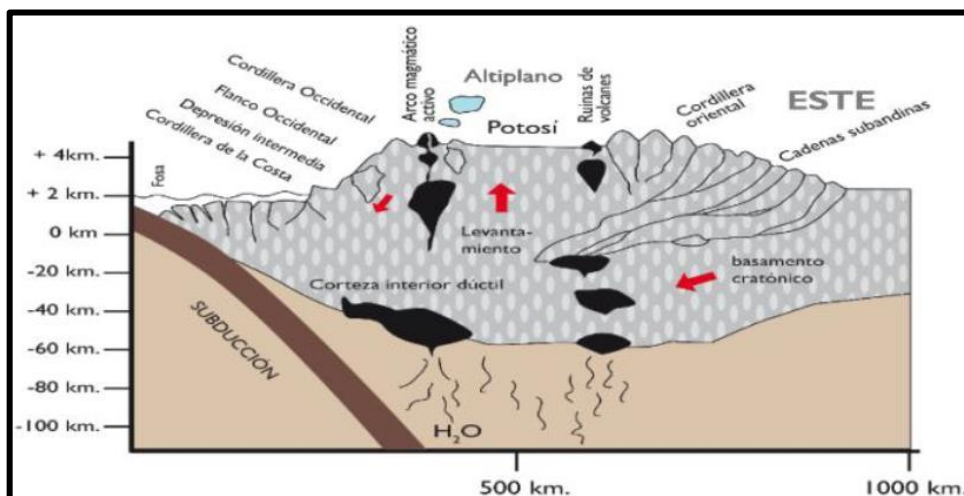


Figura 2. Placa Sudamericana, Placa de Nazca y Placa Menor del Altiplano (Fuente: IGP – 2016).

Las ondas sísmicas se pueden clasificar en ondas de cuerpo y ondas de superficie. Las ondas de cuerpo serán las que transmitan desde el interior de la corteza terrestre hacia la superficie. Por otro lado, las ondas superficiales solo son transmitidas sobre la superficie, pero también son las más perjudiciales para las edificaciones.

Para poder realizar un estudio de los sismos será necesario tener el conocimiento de dos puntos. Uno de estos es el foco, será el centro de propagación de las ondas sísmica como se puede apreciar en la figura 3.

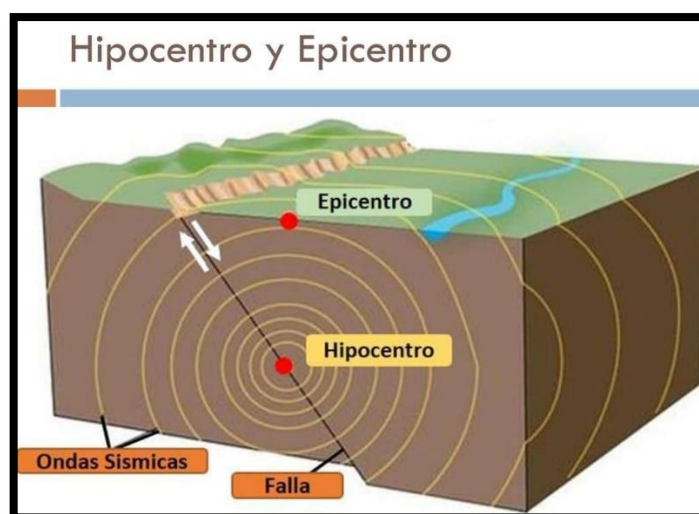


Figura 3. Hipocentro y Epicentro (Fuente: IGP – 2016).

Las características de los sismos están dadas por: Ondas Primarias (P), las cuales son ondas longitudinales lo que esto significa que el suelo es comprimido en dirección de la propagación; Ondas Secundarias (S), son ondas de desplazamiento es transversal a la dirección de propagación; Ondas Love (L), estas requerirán la existencia de una capa superficial de menor velocidad en comparación a las formaciones subyacentes; Ondas Rayleigh (R), como se observa en la figura 4.

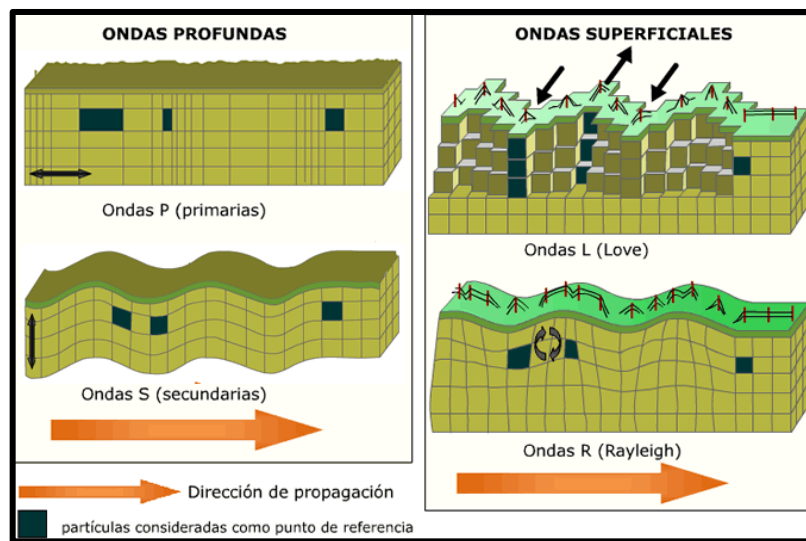


Figura 4. Propagación de las Ondas Sísmicas.  
(Fuente: Geoxnet, 2016).

- **Nivel de peligro sísmico probabilístico.**

El peligro sísmico será determinado a través de la Norma Técnica E – 030 “Diseño Sismorresistente” el cual estará dado por  $Sa = \frac{Z.U.C.S}{R}$ ; en donde los parámetros estarán dados por la Zona o ubicación (Z), factor de Uso (U), tipo de Suelo (S), factor de reducción (R) y el coeficiente de amplificación sísmica (C).



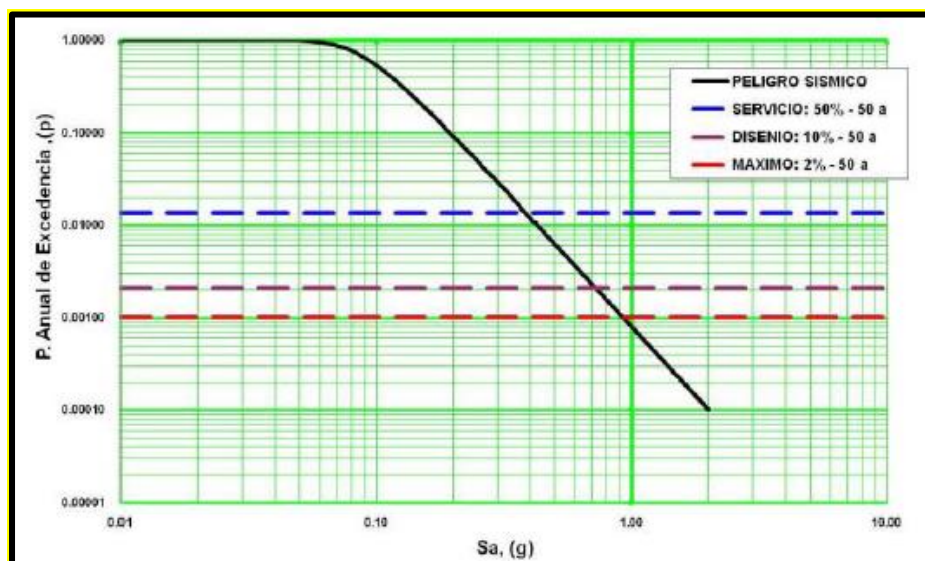


Figura 5. Curva de Peligro  $T=0.15\text{seg}$  – Amortiguamiento 5%  
(Fuente: Bolaños & Monroy, 2004).

En la figura 5 se puede observar una curva de peligro para un periodo fundamental en nuestra estructura, pudiendo relacionar así nuestro Espectro de Aceleración ( $S_a$ ) del periodo de la estructura con el respectivo Análisis de Peligro Sísmico (APS) respectivo. Al observar la Tabla N° 1 podemos conocer cuál será la probabilidad anual de excedencia para los diferentes niveles de Peligro, como ejemplo, en caso de una aceleración con 10% de probabilidad de excedencia en 50 años, el periodo de retorno será de 475 años y la probabilidad anual es de 0.0021, por ello el Peligro es de  $S_a = 0.74g$ , para un Periodo de  $T = 0.15\text{ seg}$ , con un amortiguamiento del 5.00%. (Bolaños & Monroy, 2004).

Tabla 1. Niveles de Peligro Sísmico.

Niveles de Peligro Sísmico según el FEMA				
Peligro	$P(A < a)$ en 50 años	APS g	Tr años	Sg g
Frecuente	50%	0.21	73	0.38
Raro (E-030)	10%	0.40	475	0.74
Muy Raro	2%	0.70	2474	0.91

Fuente: (Bolaños & Monroy, 2004).

### 2.2.2 Aspectos generales de un Análisis no Lineal.

Para análisis lineal asumimos que existe una relación entre cargas y desplazamientos resultantes será lineal, lo que quiere decir que se cumple el principio de superposición: y si a esta duplicamos su magnitud de la carga tendremos como resultado el doble de respuesta del modelo en cuanto a (desplazamientos y fuerzas internas). Todo tipo de estructuras reales realizan un comportamiento de forma no lineal a partir de un cierto nivel de carga. En muchos casos, un análisis lineal bastará para ser adecuado, pero en otros casos la resolución lineal nos producirá resultados equivocados, por lo tanto, se deberá realizar un análisis no lineal. (Jaramillo & Riveros, 2011).

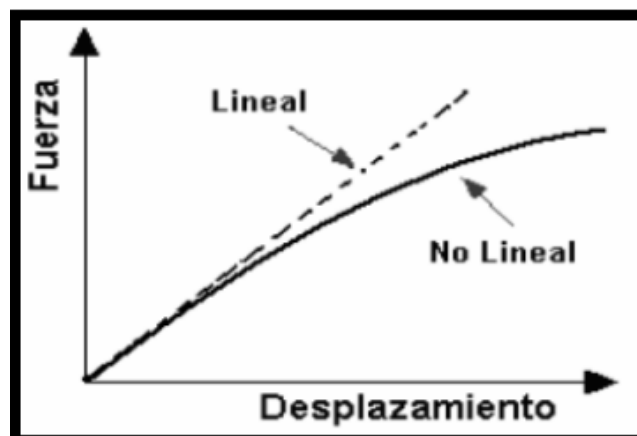


Figura 6. Respuesta de Análisis Lineal y no Lineal.  
(Fuente: Jaramillo & Riveros, 2011).

#### 2.2.2.1 Análisis estático no lineal.

Es una metodología considerando la no – linealidad de los materiales. Para lo cual existen muchos métodos para desarrollar este tipo de análisis (por ejemplo, ATC-40, FEMA – 356, todos ellos tienen algo en común, que sus características no lineales (fuerza – deformación) de la estructura, se representan por una curva de capacidad Pushover.

#### 2.2.2.2 Análisis no lineal geométrico.

Para poder desarrollar un análisis no lineal, la importancia de la no – linealidad está relacionado al efecto de sus desplazamientos en la configuración

geométrica de la estructura. Para un análisis lineal los desplazamientos inducidos son relativamente pequeños, de forma tal que se ignoran los cambios de rigidez de la estructura causados por las cargas. En cambio, las estructuras y componentes mecánicos con desplazamientos significativos podrán experimentar cambios importantes en la geometría debido a que las cargas inducidas por la deformación pueden provocar una respuesta no lineal de la estructura en forma de rigidización o ablandamiento. (Jaramillo & Riveros, 2011).

### 2.2.2.3 Análisis no lineal por el material (no linealidad mecánica).

Otro aspecto que puede resaltar a causa de la no – linealidad está relacionada con lo no lineal entre esfuerzo y deformación. Esto ocurre cuando el material no sigue la Ley de Hooke, es decir, los esfuerzos no son directamente lineales a las deformaciones. No todos los materiales se comportan linealmente, esto ocurre sólo en caso que las deformaciones sean muy pequeñas, otros materiales, en cambio, siguen comportamientos completamente diferentes. Se sabe que existe diferentes factores de causa en el comportamiento no lineal del material, como, por ejemplo, la dependencia de la curva esfuerzo deformación del material, la duración de la carga (análisis de fluencia – creep) o la temperatura (problemas termoplásticos). (Jaramillo & Riveros, 2011).

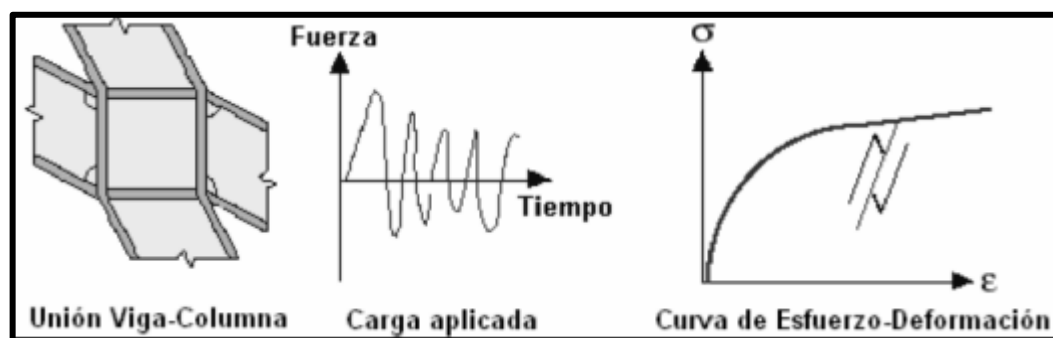


Figura 7. Comportamiento de Vigas y Columnas Ante Cargas Dinámicas.  
(Fuente: Jaramillo & Riveros, 2011).

La no – linealidad mecánica tiene un origen en las distintas leyes constitutivas de materiales o elementos estructurales esto es, en su comportamiento intrínseco tensión – deformación.

El concreto es un material heterogéneo. Su comportamiento deformacional dependerá de sus características de los áridos y cementos, tipos de cargas, edad del concreto, grado de confinamiento, condiciones ambientales.

No se cuenta con un modelo físico aceptado que cuantifique la influencia de estos factores, por lo que dicho comportamiento se deduce de ensayos de laboratorio.

#### **2.2.2.4 Investigación bibliográfica en la no linealidad de los materiales.**

Para poder realizar una modelación de las estructuras, los materiales que se tomaron en cuenta son los que conformaban los elementos estructurales, a saber: Acero y concreto. (Para el segundo, en caso confinado e inconfinado). Dado que los elementos estructurales están contruidos con concreto reforzado, que según la norma sismorresistente del R.N.E. E – 030.

*“El concreto sin confinamiento, cargado uniaxialmente en compresión, tiene una relación de poisson del orden de 0.15 a 0.2, en los estados iniciales de carga, cuando se introducen niveles de deformación axial altos. Las deformaciones transversales se vuelven muy grandes debido a una micro fisuración progresiva interna, lo cual conlleva a un aumento del volumen del concreto cuando los esfuerzos se acercan a los valores de la resistencia no confinada del concreto. La falla ocurre por rotura longitudinal del concreto. Cuando hay refuerzo transversal, se sabe que, a niveles bajos de deformación longitudinal, el refuerzo transversal está sometido a esfuerzos muy bajos y por lo tanto está en un estado no confinado. Por esta razón, la curva esfuerzo deformación presentada por Kent y Park es la misma para concreto confinado y no confinado, para deformaciones unitarias inferiores a 0.002. Se supone que, a esos valores de deformación unitaria, y por lo tanto de esfuerzos, el refuerzo transversal no está confinando el núcleo central del elemento estructural, en cuanto el volumen del concreto no se ha expandido lo suficiente por efectos del módulo de Poisson del material. En la medida que las deformaciones transversales se hacen mayores, el refuerzo transversal induce confinamiento en el concreto del núcleo. Por lo tanto, el refuerzo transversal aplica*

*una presión de confinamiento pasiva, la cual mejora sustancialmente la relación esfuerzo deformación del concreto para valores altos de deformación.” (Ruiz, 2000).*

#### **2.2.2.5 Modelos de comportamiento para el concreto armado.**

El material del concreto armado estructural es heterogéneo y cuenta con un complejo comportamiento, a su vez se encuentra conformado por dos elementos que se complementan: el concreto, de alta resistencia a la compresión, y el acero de refuerzo, de buen desempeño a tracción.

Para poder desarrollar un análisis y evaluación de estructuras de concreto armado será necesario emplear relaciones de esfuerzo – deformaciones, ya sea para el concreto armado o para el acero, las cuales fueron desarrolladas a partir de los resultados experimentales.

De la siguiente manera presentaremos algunos modelos constitutivos para el acero de refuerzo longitudinal y el concreto:

#### **Modelos esfuerzo – deformación para el acero**

El modelo más empleado es el Elasto – plástico, la curva completa y el trilineal. (Park & Paulay, 1980).

##### **2.2.2.5.1 Modelo Elasto – plástico.**

Para el presente modelo se simplifica la curva, idealizándola como dos líneas rectas como se puede apreciar en la figura 8. Se ignora la resistencia superior de fluencia y el aumento en el esfuerzo debido al endurecimiento por deformación.

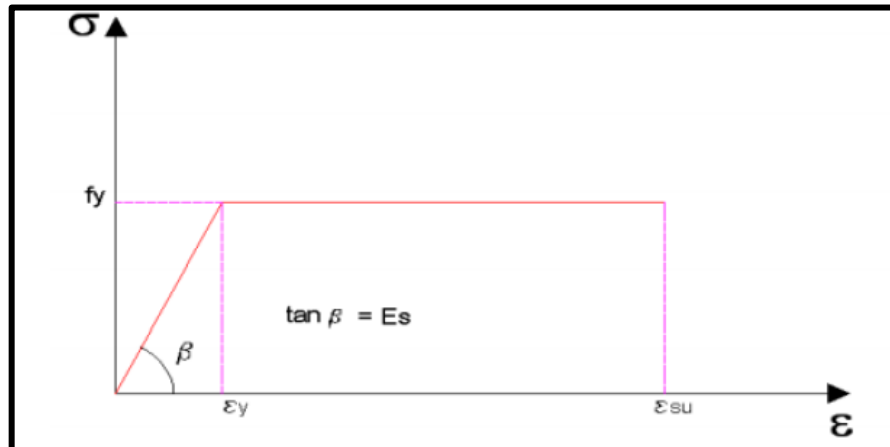


Figura 8. Modelo Elasto – Plástico.  
(Fuente: Park & Paulay, 1980).

#### 2.2.2.5.2 Modelo de una curva completa.

La siguiente curva de modelo completa que se observa en la figura 9 corresponde a una idealización más refinada.

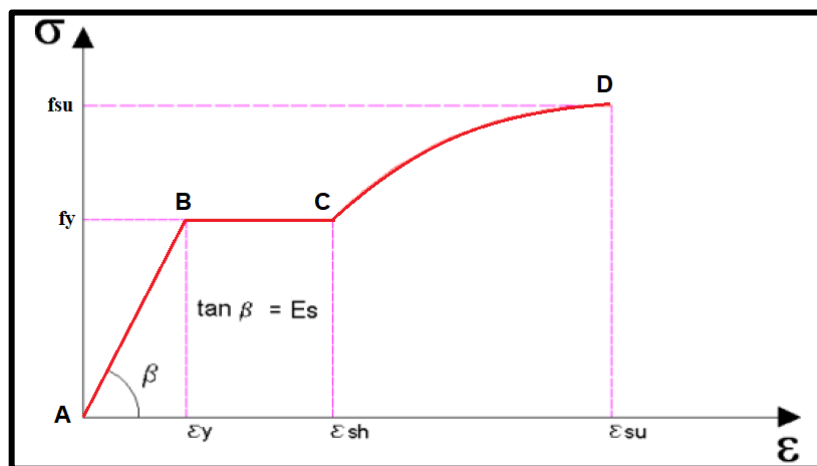


Figura 9. Modelo de Curva Completa.  
(Fuente: Park & Paulay, 1980).

Para un inicio de fluencia se tiene los valores de los esfuerzos y deformaciones  $(\epsilon_y, f_y)$ , del endurecimiento por deformación  $(\epsilon_{sh})$  y a la ruptura  $(\epsilon_{su}, f_{su})$  que serán muy necesarios para precisar la curva.

### 2.2.2.5.3 *Modelo trilineal.*

El modelo trilineal mostrado en la figura 10, también constituye una buena representación y sirve para cuando un elemento está sujeto a deformaciones mayores al nivel de fluencia.

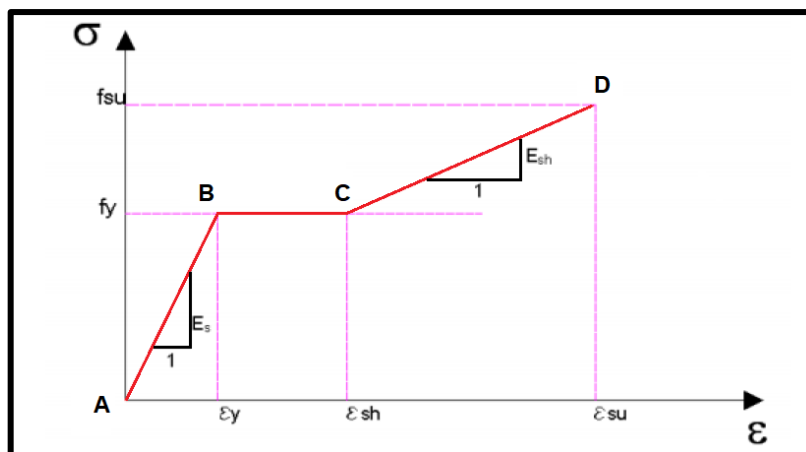


Figura 10. Modelo Trilineal.  
(Fuente: Park & Paulay, 1980).

Para el tramo AB que es lineal corresponde al rango elástico, donde se cumple que la pendiente es igual a su módulo de elasticidad ( $E_s$ ). Para el tramo BC, será llamado escalón de fluencia ( $f_y$ ), la deformación aumenta hasta  $\epsilon_{sh}$  (deformación al inicio de la zona de endurecimiento).

En el tramo lineal CD nos muestra la zona de endurecimiento por deformación y se cumple que la pendiente para este tramo es igual a  $E_{sh}$ .

### 2.2.2.5.4 *Modelos esfuerzo-deformación para el concreto.*

Para la relación que se tiene de esfuerzo – deformación para el concreto son un poco más complejas que las del acero debido a que cuentan con una forma definida, por otro lado, dependerán de otras causas como la duración de la carga, de la calidad de los materiales, del confinamiento, etc.

A continuación, presentamos algunos modelos conocidos:

### 2.2.3 Concreto no confinado.

#### 2.2.3.1 Modelo de Whitney o bloque rectangular del ACI.

(S.C. Whitney, 1987) hizo la propuesta de reemplazo de la forma del bloque de tensiones real de compresión del concreto por uno rectangular equivalente como una simplificación (Ottazzi, 2003), como se observa en la figura 11.

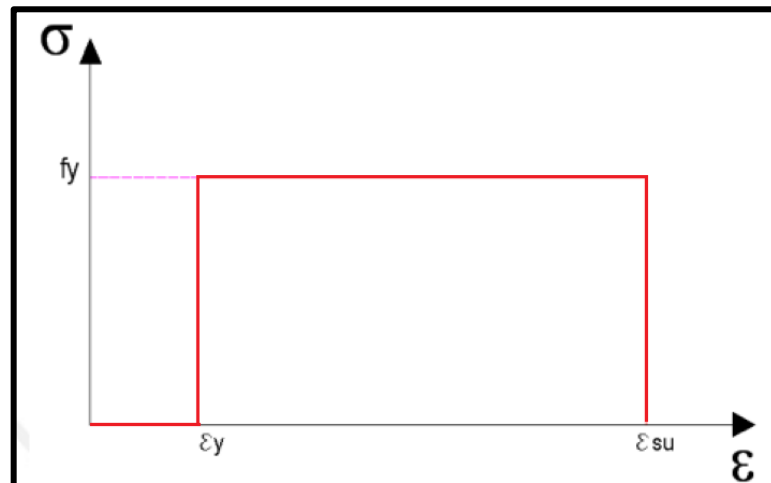


Figura 11. Modelo de Whitney.  
(Fuente: Navarro & Fernández, 2006).

El presente modelo tiene la aceptación del ACI y Norma Peruana E – 060 para realizar el diseño de secciones de concreto armado.

#### 2.2.3.2 Modelo de Hognestad.

Para la siguiente figura 12 se muestra el modelo de Hognestad, se encuentra dentro de uno de los modelos más usados para representar el comportamiento del concreto no confinado. (Ottazzi, 2003).



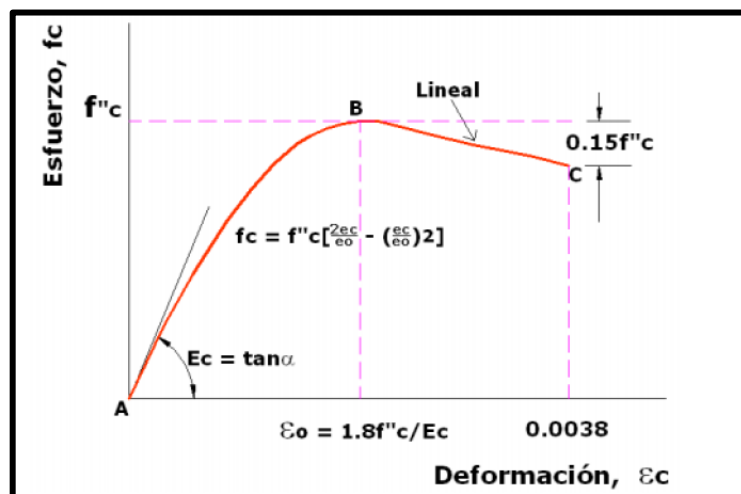


Figura 12. Modelo de Honstad (1951) Concreto no confinado.

Como podemos observar en la figura 12, es parabólico para el tramo A – B, y que corresponde al incremento de la deformación en el concreto, hasta llegar a  $\epsilon_o = 0.002$ , valor al que corresponde el máximo esfuerzo a compresión ( $f''c = 0.85f'c$ ), este tramo se aproxima por una parábola.

El tramo lineal BC, muestra la declinación de la resistencia del concreto, debido a la fisuración interna que se ha producido en el elemento, la deformación seguirá aumentando hasta llegar a un máximo valor ( $\epsilon_{cu}$ , comprendido entre 0.003 y 0.004), el cual corresponde al punto de rotura del elemento.

## 2.2.4 Concreto confinado.

### 2.2.4.1 Modelo de Kent y Park.

El modelo de Kent y Park es muy utilizado para el caso del concreto confinado por estribos rectangulares.

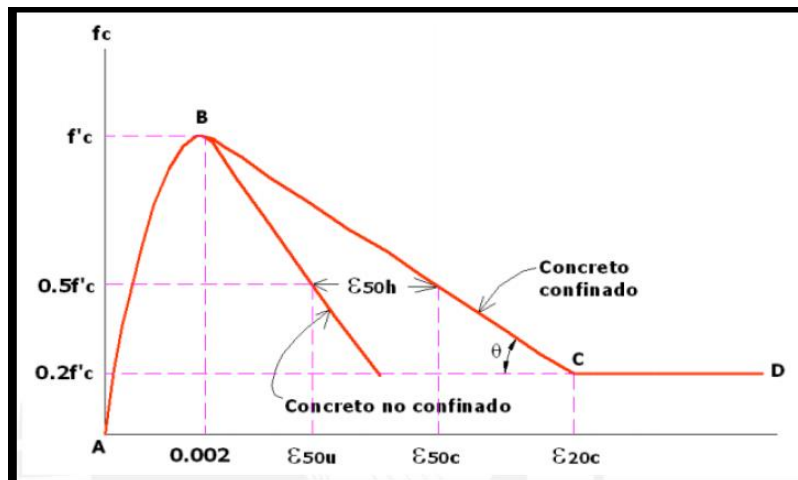


Figura 13. Modelo de Kent y Park para Concreto Confinado por Estribos Rectangulares.

(Fuente: Navarro & Fernández, 2006).

#### 2.2.4.2 Modelo de Mander.

El presente cuenta con una curva inicial que asciende por encima de la resistencia del concreto no confinado  $f'c$ , y así poder llegar a una resistencia de compresión confinada  $f'cc$ . (Paulay & Priestkey, 1992) Obsérvese el modelo de Mander en la figura 14. (Navarro & Fernández, 2006).

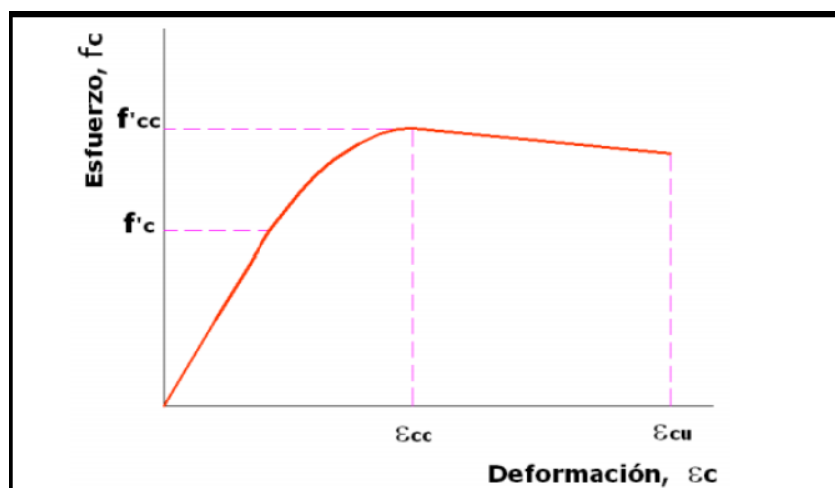


Figura 14. Modelo de Mander para Concreto Confinado.

(Fuente: Navarro & Fernández, 2006).

## **2.3 DEFINICIÓN DE CONCEPTOS.**

### **a) Análisis lineal:**

Es el tipo de análisis en donde sus propiedades de la estructura, de la misma manera que la rigidez y el amortiguamiento, serán constantes y no tendrán variación respecto al el tiempo. En general la mayoría los desplazamientos, esfuerzos, reacciones serán directamente equitativos a la magnitud de las fuerzas aplicadas (Chávez, Meléndez, Sinchi & Hurtado, 2013).

### **b) Análisis no-lineal:**

Será aquel que contemple un comportamiento tenso – deformacional tanto de los materiales y la no – linealidad geométrica, descartando así de manera inmediata el principio de superposición.

### **c) Capacidad estructural:**

Es la representación gráfica que posee una estructura para resistir la demanda sísmica. La capacidad de la estructura dependerá de la resistencia y la capacidad de deformación de los componentes individuales de la estructura (Chávez, Meléndez, Sinchi & Hurtado, 2013).

### **d) Demanda (desplazamiento):**

Un evento sísmico hace que cuenta con un movimiento del suelo lo que esto hace generar un patrón de desplazamientos en la estructura, a su vez esta puede variar respecto al tiempo. Para una estructura dada y un movimiento del suelo, la demanda de desplazamiento es un estimado de la máxima respuesta esperada del edificio durante el movimiento del terreno (Chávez, Meléndez, Sinchi & Hurtado, 2013).

### **e) Desempeño estructural:**

Denomina el comportamiento de la estructura, en relación con los principales aspectos envueltos, protección de la vida de sus ocupantes y posibles daños estructurales (Hernández, 2004).

**f) Ductilidad:**

Propiedad de algunos materiales para deformarse por acción de una fuerza sin llegar a romperse, los elementos que no poseen esta propiedad se denominan frágiles.

**g) Niveles de desempeño:**

Son los niveles que indican cómo debería comportarse una estructura para la seguridad de las personas durante y después del sismo.

**h) Rótula Plástica:**

Es un dispositivo de amortiguación de energía, que permite la rotación de la deformación plástica. Se usa para describir la deformación de una sección en una viga donde se produce la flexión.

## **CAPITULO III**

### **MARCO METODOLÓGICO.**

#### **3.1 HIPÓTESIS.**

##### **3.1.1 Hipótesis General.**

El desempeño sísmico hallado por el método incremental estático para la Institución Educativa G.U.E. “San Carlos” - Puno se encuentra dentro del rango completamente Operacional.

##### **3.1.2 Hipótesis Específicas.**

- La presente región en estudio presenta una alta vulnerabilidad sísmica.
- El modelo de análisis no lineal es más exacto en cuanto a resultados para la evaluación estructural.
- Existen pequeñas diferencias de resultados entre las comparativas de los diferentes métodos a emplear.

#### **3.2 VARIABLES E INDICADORES.**

##### **3.2.1 Identificación de la variable Independiente.**

- Metodologías a utilizar Análisis Estático y Dinámico no Lineal y FEMA.

##### **3.2.1.1 Indicadores.**

- Características de la Edificación.
- Estructuración de la Edificación.
- Rigidez e Inercia de los diferentes elementos estructurales.
- Modelamiento Estructural.
- Propiedades de los materiales utilizados en la Edificación.

##### **3.2.2 Identificación de la variable Dependiente.**

- Vulnerabilidad sísmica mediante el análisis estático no lineal (Pushover).

##### **3.2.2.1 Indicadores.**

- Respuesta sísmica.
- Diagrama momento curvatura.

- Espectro de respuesta.
- Capacidad estructural.
- Rotula plástica.
- Ductilidad.

### **3.3 TIPO Y DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.**

La presente es una investigación del tipo explicativo, ya que está orientada a la aportación de nuevos conocimientos en la rama de la Ingeniería Civil y para ser más específicos en el área de Estructuras, mediante la aplicación del análisis estático no lineal Pushover y de la misma manera el análisis dinámico Tiempo – Historia, en lo que concierne la evaluación del desempeño sísmico de una Institución Educativa.

### **3.4 NIVEL DE INVESTIGACIÓN.**

La presente investigación tiene un nivel de investigación Aprehensivo.

### **3.5 ÁMBITO Y TIEMPO SOCIAL DE LA INVESTIGACIÓN.**

Institución Educativa G.U.E. “San Carlos” - Puno.

### **3.6 POBLACIÓN Y MUESTRA.**

#### **3.6.1 Unidad de Estudio.**

Institución Educativa G.U.E. “San Carlos” - Puno.

#### **3.6.2 Población.**

Institución Educativa G.U.E. “San Carlos” - Puno.

#### **3.6.3 Muestra.**

Pabellón “B”.

### **3.7 PROCEDIMIENTO, TÉCNICAS E INSTRUMENTOS.**

#### **3.7.1 Procedimiento.**

El procedimiento a realizar para la siguiente investigación estará dado por inicialmente la revisión de libros, reglamento normativo tanto nacional como

internacional, publicaciones, artículos científicos, estudios desarrollados en diferentes universidades.

### **3.7.2 Técnicas.**

La técnica será la observación directa, estructurada y comprobación de las mismas, utilizando como herramienta programas computacionales, compilación de datos relacionada al tema de análisis no lineal estático Pushover y análisis dinámico Tiempo – Historia de algunos modelos estructurales representativos.

### **3.7.3 Instrumentos.**

Software Etabs v.16, Microsoft Excel, Microsoft Word y MathCad.

## CAPITULO IV

### RESULTADOS.

#### 4.1 DESCRIPCIÓN DEL TRABAJO DE CAMPO.

Para la presente investigación realizaremos Análisis y Diseño Elástico Lineal y No Lineal de la Presente estructura de la Institución Educativa Secundaria G.U.E. San Carlos – Puno.

Para el diseño elástico esta realizado en base al Actual “Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE)” actualizado, donde tomaremos aspectos importantes y resaltantes en las Normas del área de Estructuras mencionadas a continuación.

- Norma Técnica **E-020** Cargas.
- Norma Técnica **E-030** Diseño Sismorresistente.
- Norma Técnica **E-060** Diseño en Concreto Armado.

En cuanto a los materiales a utilizar tenemos los siguientes:

- Resistencia del Concreto  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad del Concreto  $E_c = 15000\sqrt{f'c} = 217371 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson  $\mu = 0.15$
- Esfuerzo de fluencia del acero  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad del acero  $E = 2'000,000 \text{ kg/cm}^2$

##### 4.1.1 Etapas y desarrollo de la presente investigación.

El presente proyecto a desarrollar, tendrá su respectiva secuencia de etapas para su procedimiento, y así poder cumplir con los objetivos trazados de la presente, a continuación, describiremos estas:

- La Primera etapa se dará inicio con toda la recolección de datos y a su vez revisión de la documentación, para poder extraer información necesaria y suficiente para poder realizar un óptimo desempeño en todas las etapas próximas, toda esta información se obtendrá del “Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE)”, de las Normas Técnicas E – 020 “Cargas”, E – 030 “Diseño Sismorresistente”, E-060 “Concreto Armado”, bibliografías,



artículos científicos, manuales e investigaciones sobre temas de modelación estructural de edificios, de la misma forma se estarán recopilando investigaciones sobre los métodos para el desarrollo del análisis de Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones ya Existentes.

- La Segunda etapa consistirá en la elección del área de estudio, y de la Institución Educativa Secundaria G.U.E. San Carlos - Puno a ser analizada y realizar la evaluación, teniendo en cuenta los aspectos del tipo de material utilizado para su construcción, el tipo de sistema de construcción utilizado, la categoría e importancia de dicha Institución, antigüedad, número de pisos y cantidad de ambientes.
- La Tercera etapa consiste netamente en la recopilación de las características de dicha Institución, se realizó a solicitar el permiso correspondiente para poder tener el acceso a la misma y así poder realizar el levantamiento de información, realizar mediciones geométricas de la Edificación, para así poder realizar la elaboración de los planos en CAD, punto que será importante para poder realizar el modelamiento Estructural de esta, luego realizaremos a realizar la cuantificación y metrado de las diferentes cargas actuantes que se detallan en la Norma Técnica E – 020 “Cargas”.
- La Cuarta etapa consta de la modelación Estructural de la presente Institución Educativa Secundaria G.U.E. “San Carlos” – Puno, el software a utilizar para dicha modelación y evaluación, es el **Etabs v.16**, una vez realizada las etapas anteriores que son recopilación de datos, identificación de los materiales utilizados, características de la institución entre otros, procedemos a realizar el modelado.
- La quinta etapa consiste en realizar ya el modelado, ingresaremos las propiedades de los materiales utilizados, geometrías de los diferentes elementos estructurales como (columnas, Vigas, Losas, Muros de Corte), de la misma manera procederemos a definir los patrones de cargas, casos de cargas, casos de combinaciones.
- Como sexta etapa se realiza los diferentes análisis que se encuentra estipulado en el “Reglamento Nacional de Edificaciones” en la Norma

Técnica E – 030 “Diseño Sismorresistente” para lo cual poder hallar la respuesta sísmica de la estructura

- Para una Séptima etapa tenemos la realización de un Análisis Estático No Lineal “Pushover” consignando la utilización de Rotulas Plásticas en diferentes Elementos Estructurales tales como Vigas y Columnas, y asignando un diafragma rígido en los elementos Losa.
- En la Octava etapa realizaremos la evaluación de los valores obtenidos del Análisis realizado a la estructura, y realizar la verificación de los límites para la distorsión del entrepiso (deriva), la cual será evaluada mediante el “Reglamento Nacional de Edificación (RNE)” Norma Técnica E – 030 en la tabla de límites para la distorsión del entrepiso (deriva).

#### **4.1.2 Recolección de datos de la Institución Educativa Secundaria G.U.E. “San Carlos” - puno.**

Para poder realizar este punto de recolección de datos primeramente se realizó a proceder con la solicitud de la Autorización al Director de dicha Institución y así poder tener acceso a la misma y poder realizar las inspecciones, mediciones, levantamiento de datos entre ellas características tipo de sistema entre otros, que nos servirán para poder realizar la elaboración del juego de planos en CAD seguidamente de la Modelación en el software ya mencionado, a continuación se mostraran algunas fotografías para realizar el informe ya mencionado.

#### **4.1.3 Levantamiento, Medición y Elaboración de Planos.**

Para poder realizar este punto, tuvimos que tener el apoyo tanto del personal de dicha Institución, como también personal de apoyo propio, las herramientas utilizadas para este proceso fueron cintas métricas, cámara fotográfica, estación total para realizar mediciones de altura.

Los materiales utilizados son de Concreto Armado en cuanto a la geometría se midieron la sección transversal en los elementos estructurales tales como Columnas y Vigas, espesores de Losas y determinar la localización de ejes entre estos elementos estructurales, alturas de entrepiso, distribución de ambientes, etc.

Una vez realizada los procedimientos anteriores, se hace la creación de los planos, principalmente tener en consideración los elementos estructurales tanto las vigas como las columnas y de la misma manera el tipo de losa utilizada en la estructura, seguidamente las distancias entre ejes de columna a columna, longitud total de la placa, áreas de columnas, áreas de vigas, tabiquería utilizada y área total de construcción por nivel, es así que se tiene la siguiente figura donde detalla a continuación todo lo mencionado.

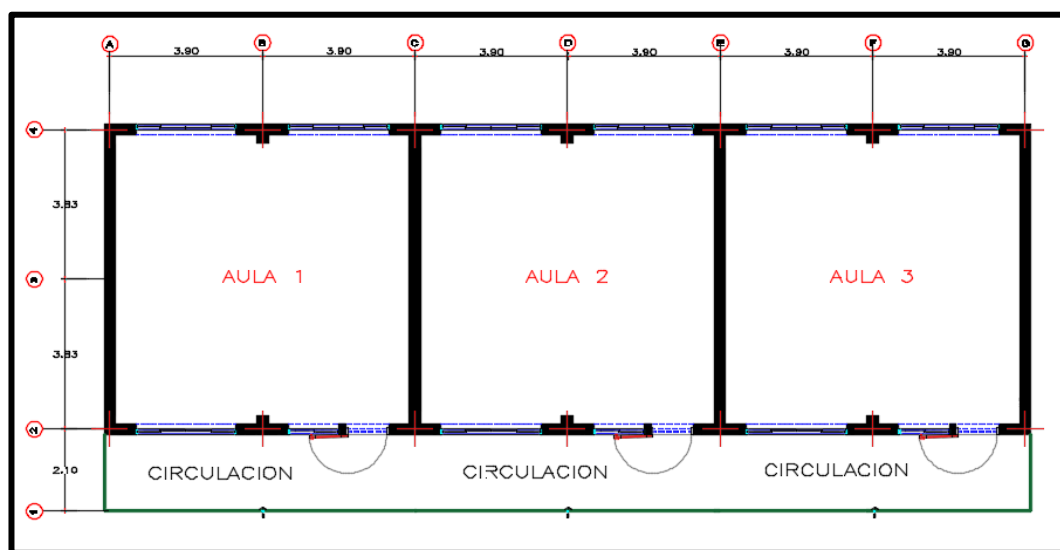


Figura 15. Plano de Arquitectura en el Software AutoCAD 2015.

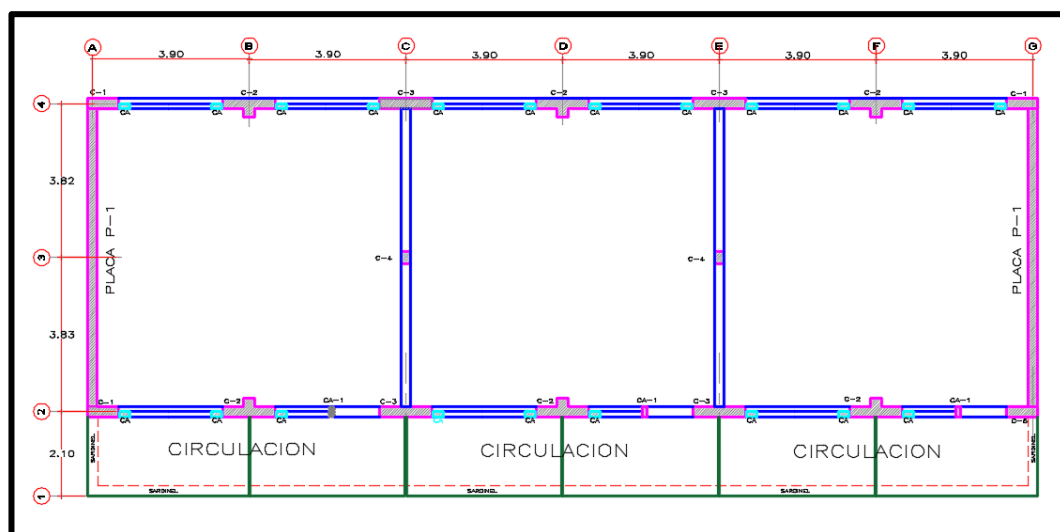


Figura 16. Plano de los Elementos Estructurales en el Software AutoCAD 2015.

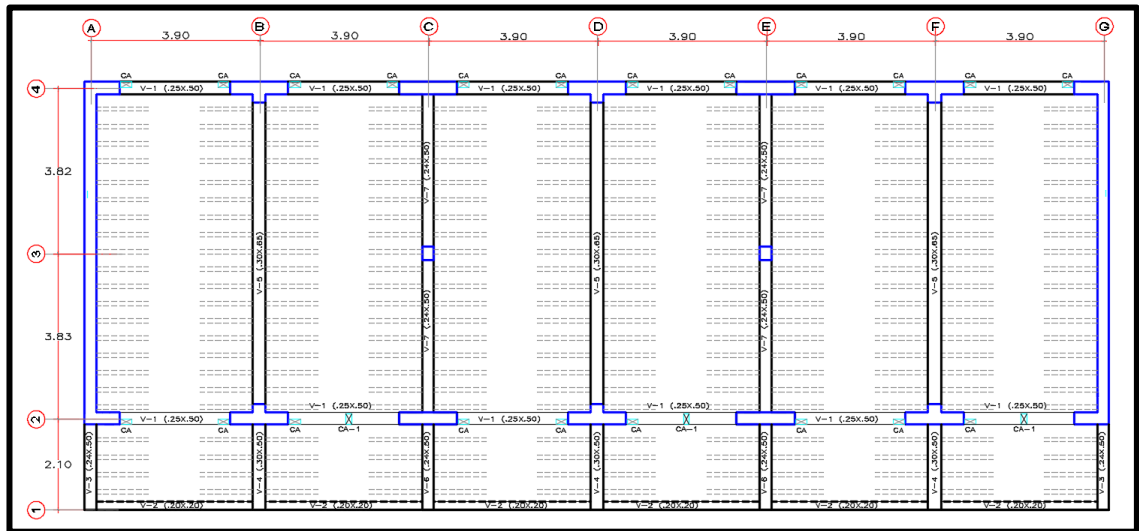


Figura 17. Plano de la Losa Aligerada y Vigas en el Software AutoCAD 2015.

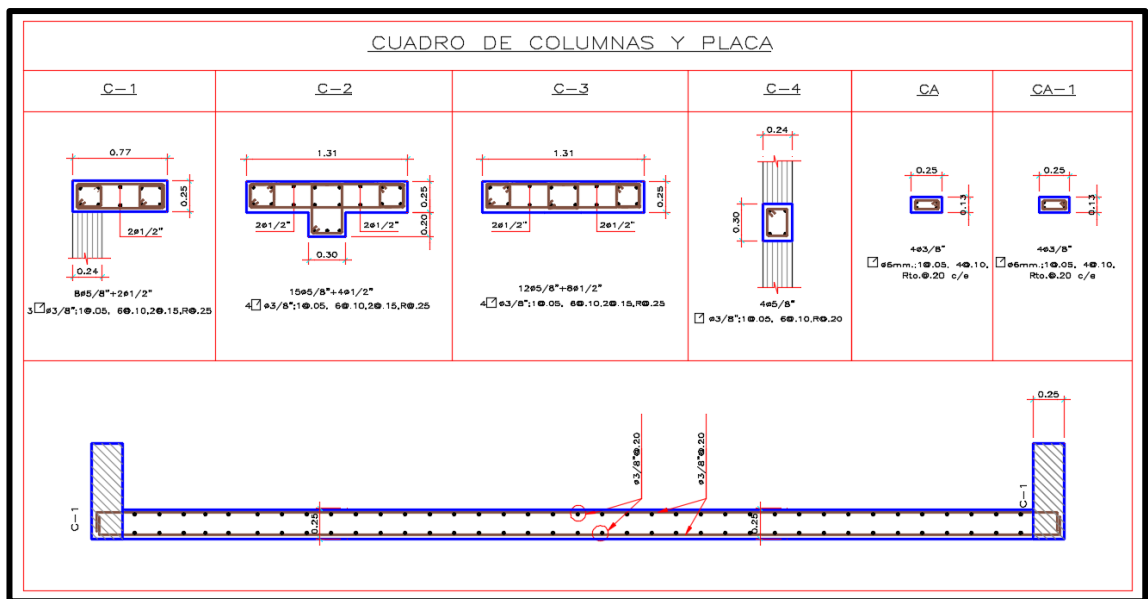


Figura 18. Geometría y Cuantía de Acero en Elementos Estructurales para Columnas y Placas.



Figura 19. Elevación Principal del Pabellón “B” de la Institución Educativa Secundaria Gran Unidad Escolar “San Carlos” – Puno.

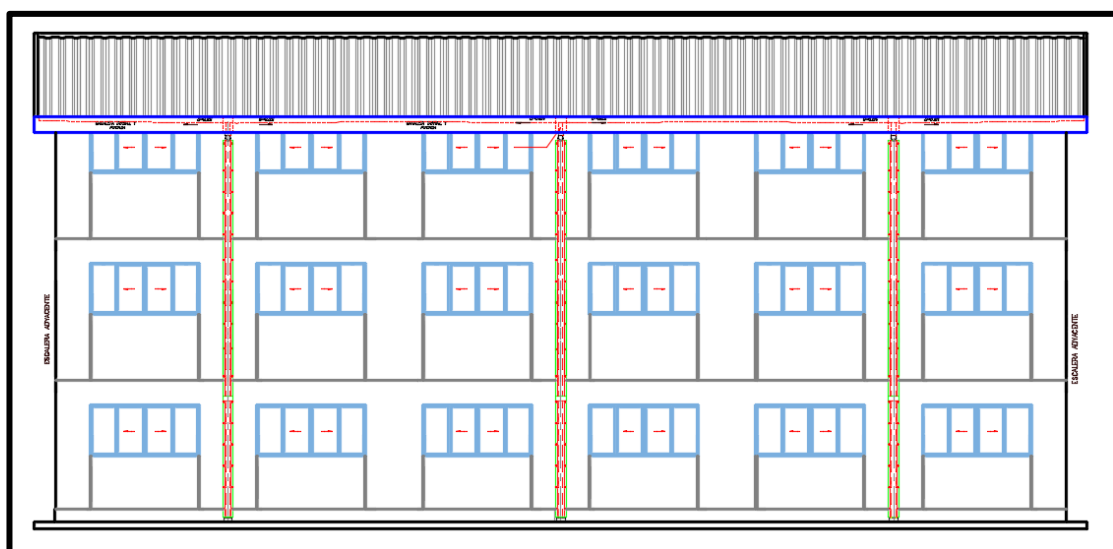


Figura 20. Elevación Posterior del Pabellón “B” de la Institución Educativa Secundaria Gran Unidad Escolar “San Carlos” – Puno.

#### 4.2 DISEÑO DE LA PRESENTACIÓN DE LOS RESULTADOS.

En este punto tendremos el procedimiento, la secuencia en el cual se hizo el trabajo para la modelación, análisis e interpretación de resultados del presente modelo.

#### **4.2.1 Modelación estructural de la Institución Educativa Secundaria G.U.E. “San Carlos” - PUNO.**

Para poder desarrollar la presente etapa de la investigación, procedimos a realizar el modelado estructural de dicha institución en el software **Etabs v.16**, para lo cual a continuación describiremos los pasos realizados.

#### **4.2.2 Iniciación del Modelo Estructural en el Programa Etabs v.16.**

La iniciación del modelo comienza definiendo las unidades de trabajo, base de datos para las secciones de acero, código de diseño de acero y un código de diseño para concreto armado, los datos podrán ser modificados mediante realicemos el modelo para lo que dejaremos los valores predeterminados por la designación del programa.

Seguidamente definiremos el tipo de modelo, para el cual se elegirá la opción de grillas (líneas de trabajo), donde luego modificaremos las dimensiones tanto en el eje “X” como en el eje “Y”, introducimos las alturas de entrepiso y para poder editar las distancias entre ejes elegiremos la opción de personalización de grillas y de pisos mostradas a continuación.

Una vez haber realizado las modificaciones mencionadas, el programa nos llevará a la pantalla del entorno del trabajo donde se dividirá en dos vistas (Planta y 3D), para ya dar inicio al modelado de la Institución.

En la figura 21 podemos observar el entorno al iniciar el software Etabs v.16, en esta ventana nosotros podremos elegir las opciones de inicialización para poder empezar con el modelado, desde las unidades a utilizar, como también la base de datos de secciones en acero, los códigos de diseño tanto para acero y los códigos de diseño para concreto.

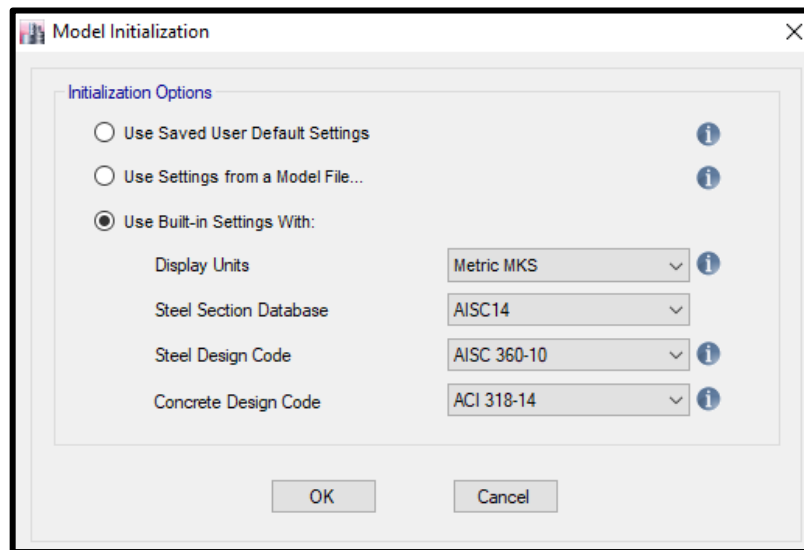


Figura 21. Inicio de Modelo en el Software Etabs v.16.

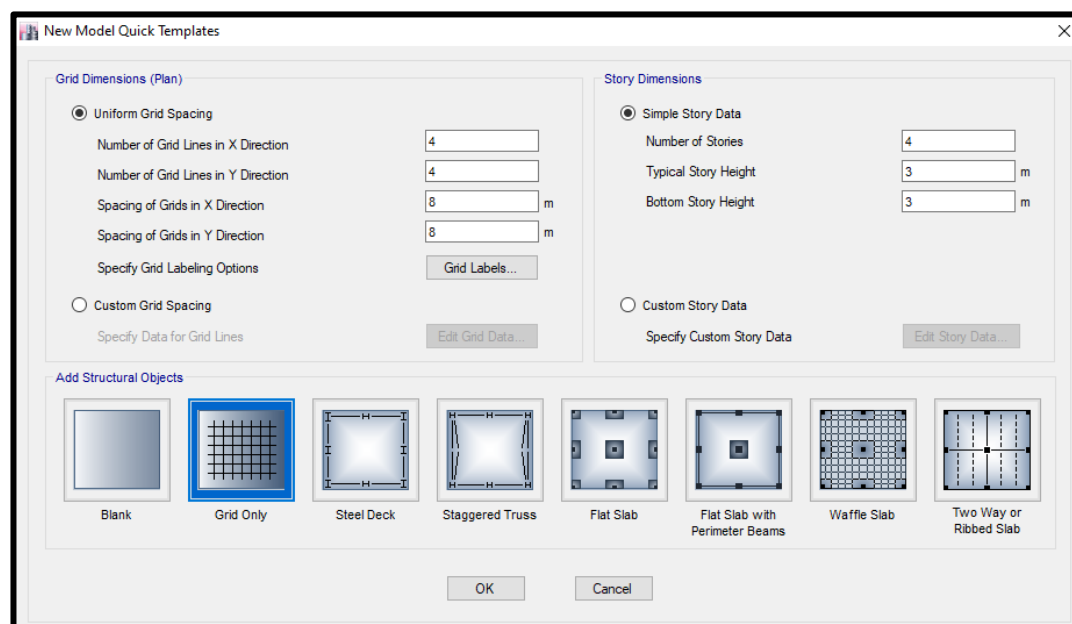


Figura 22. Definición de Modelo a utilizar.

Al visualizar la figura 23 se puede apreciar el detalle de las distancias tanto para el eje “X” como para el eje “Y”, donde se realizará la edición mediante espaciamiento, es decir que se entra que introducir las distancias de eje a eje tal como se detalla en el juego de planos.

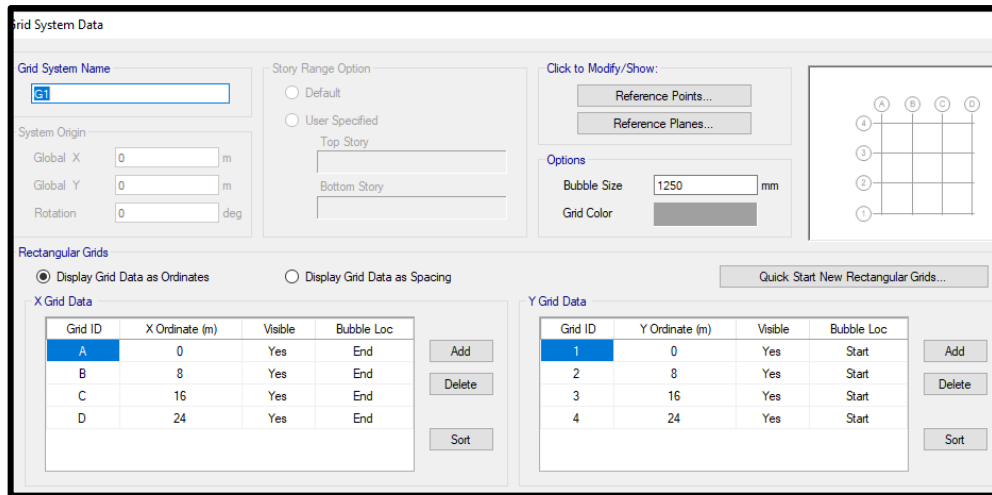


Figura 23. Personalización del sistema de Grillas.

También se podrá realizar las modificaciones tanto de los niveles de entrespacio de la edificación, como la nomenclatura de los pisos a utilizar, se introducirá las alturas de estas, tal como se muestra en la figura 24.

	Story	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height m	Story Color
▶	Story4	3	12	Yes	None	No	0	Blue
	Story3	3	9	No	Story4	No	0	Green
	Story2	3	6	No	Story4	No	0	Cyan
	Story1	3	3	No	Story4	No	0	Red
	Base		0					

Figura 24. Personalización de Alturas de Piso.



#### 4.2.3 Definición de Materiales y Elementos Estructurales.

- **Concreto:**

Procedemos a crear el material, añadiendo un nuevo material o modificando el material que por defecto nos da el programa al momento de crear el modelo, los 4000 psi es un equivalente a un concreto de  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ , para lo cual podemos realizar en ese mismo material la modificación para un concreto de  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ , cambiamos de unidades para mejorar la facilidad de trabajo y empezamos a modificar todos los componentes como Peso por Unidad de Volumen, Masa por Unidad de Volumen, en las propiedades mecánicas tenemos el Modulo de Elasticidad (E), Modulo de Poisson (U).

- **Acero Estructural:**

De la misma manera el programa ya nos proporciona por defecto con su base de datos, el material del acero el cual esta detallado como A615Gr60 un Acero Estructural grado 60, de la misma procedemos a modificar algunos vales como la Densidad de Peso y en sus propiedades mecánicas el Modulo de Elasticidad (E).

Una vez definido los materiales, procedimos a definir los distintos tipos de Elementos Estructurales tales como (Vigas, Columnas y Losas).

- **Losas:**

Para la creación del Elemento Estructural (Losa Aligerada) procedemos a Definir, Propiedad de la Sección y seleccionamos Losa (Slab), realizamos las modificaciones según nuestros datos, seleccionamos el material a usar este elemento, tipo de modelo, Losa en una dirección y modificamos los valores según nuestro plano. La modificación se muestra en la figura 25.

En la figura 19 se puede observar la ventana de los datos de las propiedades del material, donde se asignará el nombre del material (concreto  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ ), tipo de material, el peso por unidad de volumen, módulo de elasticidad, coeficiente de poisson.

Section	Property	Value	Unit
General Data	Material Name	Concreto f'c = 210kg/cm2	
	Material Type	Concrete	
	Directional Symmetry Type	Isotropic	
	Material Display Color		
Material Weight and Mass	Specify Weight Density	<input checked="" type="radio"/>	
	Weight per Unit Volume	0.0024	kgf/cm³
	Mass per Unit Volume	0.000002	kgf-s²/cm⁴
Mechanical Property Data	Modulus of Elasticity, E	217370.65	kgf/cm²
	Poisson's Ratio, U	0.2	
	Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000099	1/C
	Shear Modulus, G	90571.1	kgf/cm²

Figura 25. Asignación de Propiedades del Concreto Armado.

En la figura 26 modificaremos los datos de las propiedades del material, donde se asignará el nombre del material (acero  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ ), tipo de material, el peso por unidad de volumen, módulo de elasticidad.

Section	Property	Value	Unit
General Data	Material Name	Acero fy = 4200kg/cm2	
	Material Type	Rebar	
	Directional Symmetry Type	Uniaxial	
	Material Display Color		
Material Weight and Mass	Specify Weight Density	<input checked="" type="radio"/>	
	Weight per Unit Volume	0.00785	kgf/cm³
	Mass per Unit Volume	0.000008	kgf-s²/cm⁴
Mechanical Property Data	Modulus of Elasticity, E	2038901.92	kgf/cm²
	Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000117	1/C

Figura 26. Asignación de Propiedades del Acero Estructural.

Para realizar la creación de los elementos estructurales se definirá mediante la opción definir, propiedades de la sección y sección losa, en la figura 27 se puede observar el elemento losa, donde se asignará el nombre del elemento estructural, el tipo de material, tipo de modelo, las propiedades y el eje en el cual se trabajará.

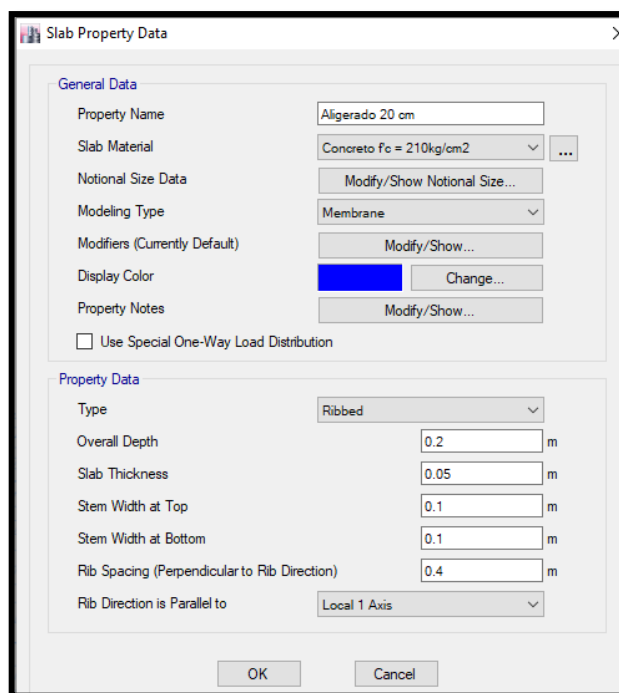


Figura 27. Propiedad de la Losa Aligerada.

- **Vigas:**

Para el caso de vigas de la misma manera Definimos, Propiedad de la Sección y elemento línea o barra (frame), para cual añadiremos una nueva propiedad, y debido a nuestro modelo tenemos diferentes secciones de vigas rectangulares que mencionamos a continuación:

Viga – 1 (25X50) cm.

Viga – 2 (20X20) cm.

Viga – 3 (25X50) cm.

Viga – 4 (30X50) cm.

Viga – 5 (30X65) cm.

A continuación, mostraremos una de las secciones definidas Viga – 5 (30x65) cm.

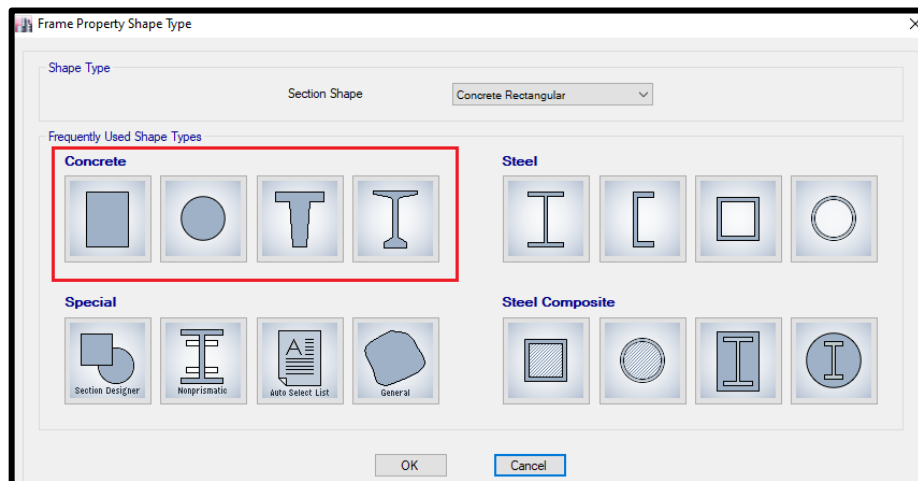


Figura 28. Concreto Rectangular Tipo Frame.  
(Fuente: Elaboración Propia).

En la figura 29 se observa cómo se realiza la asignación de los datos del elemento estructural viga, como el nombre de la sección, material, las dimensiones tanto para la altura como para la base.

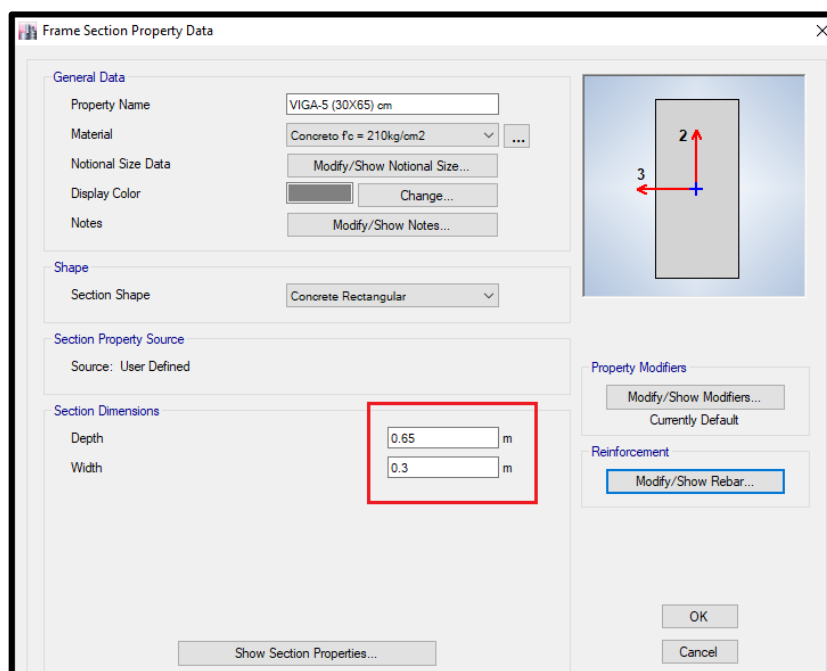


Figura 29. Características del Elemento Estructural Viga.

(Fuente: Elaboración Propia).

The image shows a software dialog box titled "Frame Section Property Reinforcement Data". It contains several sections for configuring reinforcement properties. The "Design Type" section has two radio buttons: "P-M2-M3 Design (Column)" and "M3 Design Only (Beam)", with the latter selected and highlighted by a red rectangle. The "Rebar Material" section has two dropdown menus, both set to "Acero fy = 4200kg/cm2". The "Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid" section has two input fields, both set to "0.04 m". The "Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams" section has four input fields, all set to "0 m²".

Figura 30. Definición de Elemento Tipo Viga.

- **Columnas:**

En el caso de Columnas de la misma manera Definimos, Propiedad de la Sección y elemento línea o barra (frame), para cual añadiremos una nueva propiedad, y debido a nuestro modelo y a la evaluación que hemos realizado, las columnas tienen una sección diferente y de la misma manera en Columnas detallamos la cuantía de acero real con la que cuenta cada elemento es por ello que procederemos a definir una Sección Especial, y elegiremos el tipo de Diseñar Sección (Section Designer) y también tenemos diferentes secciones que mencionamos a continuación:

- Columna – 1 (25x77) cm.
- Columna – 2 Tipo “T” (131x45) cm.
- Columna – 3 (131x25) cm.
- Columna – 4 (25x30) cm.

A continuación, mostraremos una de las secciones definidas Columna – 2 Tipo “T” (131x45) cm.

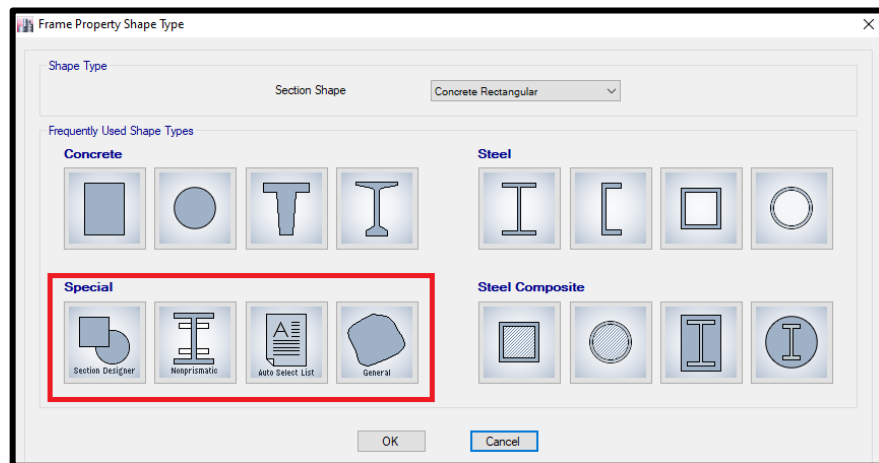


Figura 31. Concreto Rectangular Tipo Especial.  
(Fuente: Elaboración Propia).

De la misma manera en la figura 32 se observa cómo se realiza la asignación de los datos del elemento estructural columna, como el nombre de la sección, material, con la diferencia que para las columnas se deberá realizar mediante el diseño de sección, el cual se detalla a continuación.

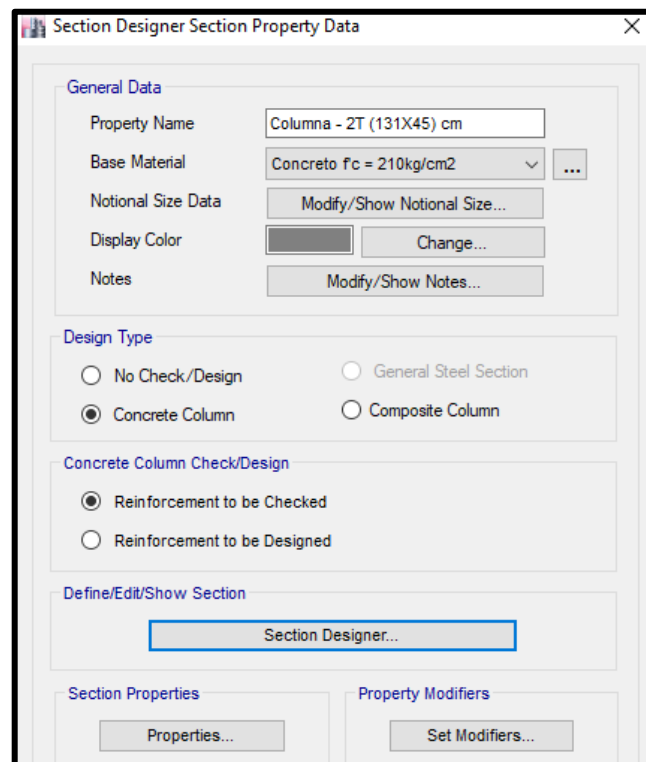


Figura 32. Características del Elemento Estructural Columna.  
(Fuente: Elaboración Propia).

En la siguiente figura 33 se puede observar el modelado de la columna, mediante la opción diseño de sección, donde se considera la cuantía de acero real de la misma (acero longitudinal), acero transversal y dimensiones del elemento como se muestra en la figura 33.

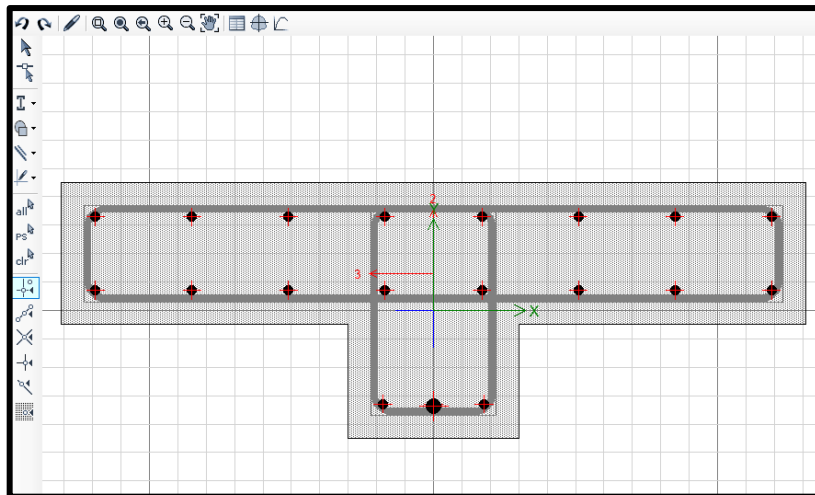


Figura 33. Características del Elemento Estructural Columna en Section Designer.  
(Fuente: Elaboración Propia).

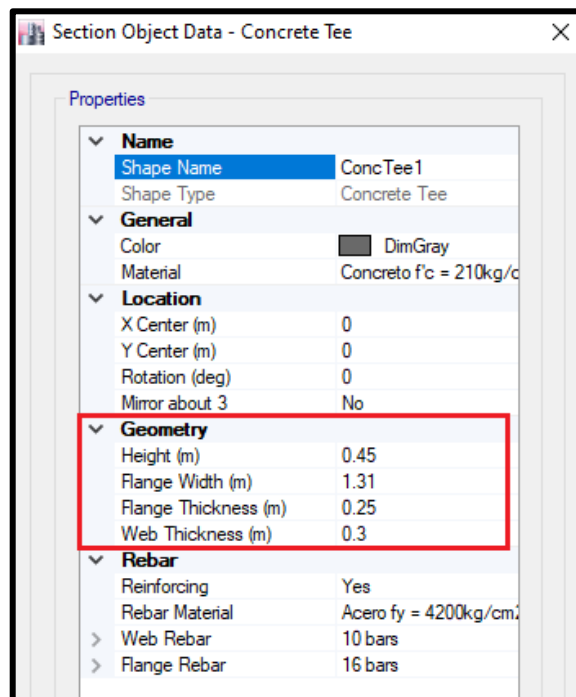


Figura 34. Dimensiones del Elemento Estructural Columna.  
(Fuente: Elaboración Propia).

- **Placas:**

En el caso de la creación de las placas de la misma manera Definimos, Propiedad de la Sección y sección de muro (wall), para cual añadiremos una nueva propiedad, y debido a nuestro modelo, las placas tienen una sección con un espesor de 25 cm, para lo cual asignaremos el nombre de la propiedad, material del muro, tipo de modelo y finalmente el espesor como se detalla en la figura 35.

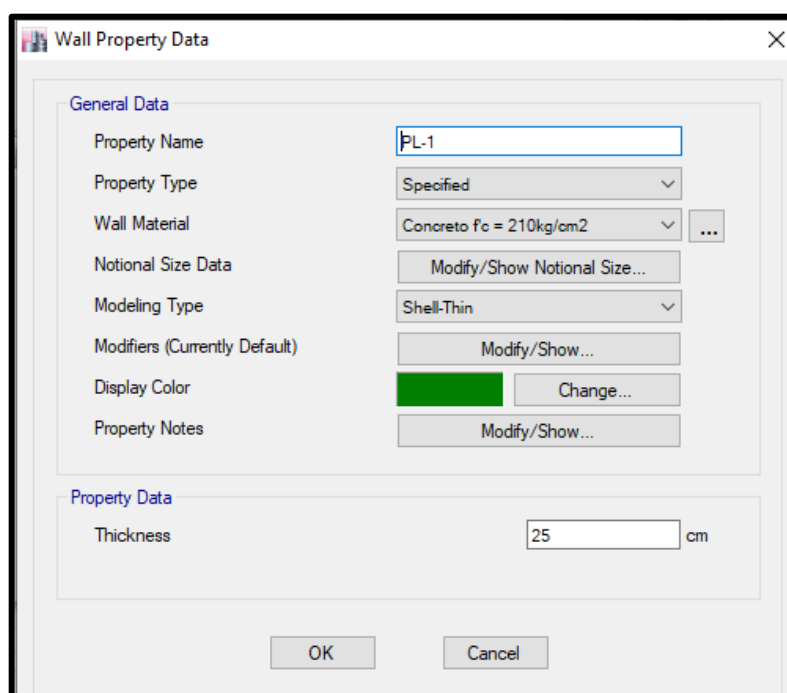


Figura 35. Propiedad de la Placa de Concreto.

#### 4.2.4 Modelado de Los Elementos Estructurales.

Una vez definido los materiales a utilizar en el presente modelo como el (Concreto, Acero estructural), y de la misma manera los Elementos Estructurales (Vigas, Losas y Columnas), realizamos el dibujo correspondiente de cada uno de estos elementos, iniciando desde una base desde el nivel 0 + 00 o  $Z = 0$  (m), hacia los niveles superiores de acuerdo a los planos estructurales, para realizar el dibujo nos guiaremos de las grillas presentes en el entorno de trabajo del software Etabs v.16.



En la figura 36 se puede observar cómo fueron asignados los elementos de losa en cada uno de los paños, también se puede apreciar los elementos estructurales como vigas, columnas y placas.

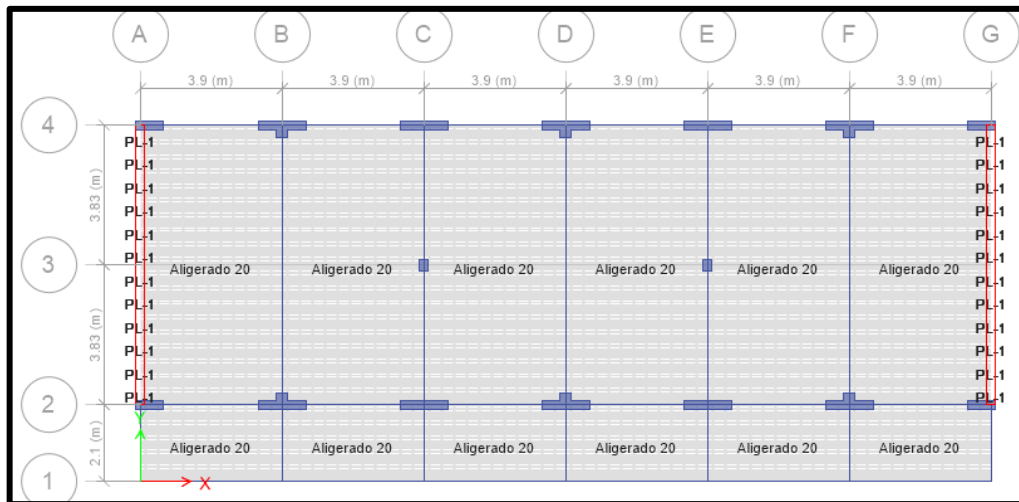


Figura 36. Dibujo del Elemento Estructural Losa Aligerada.

En la siguiente figura se puede apreciar finalmente el modelado con los elementos estructurales completos, tales como son las vigas, columnas, losas y placas en todos los niveles.

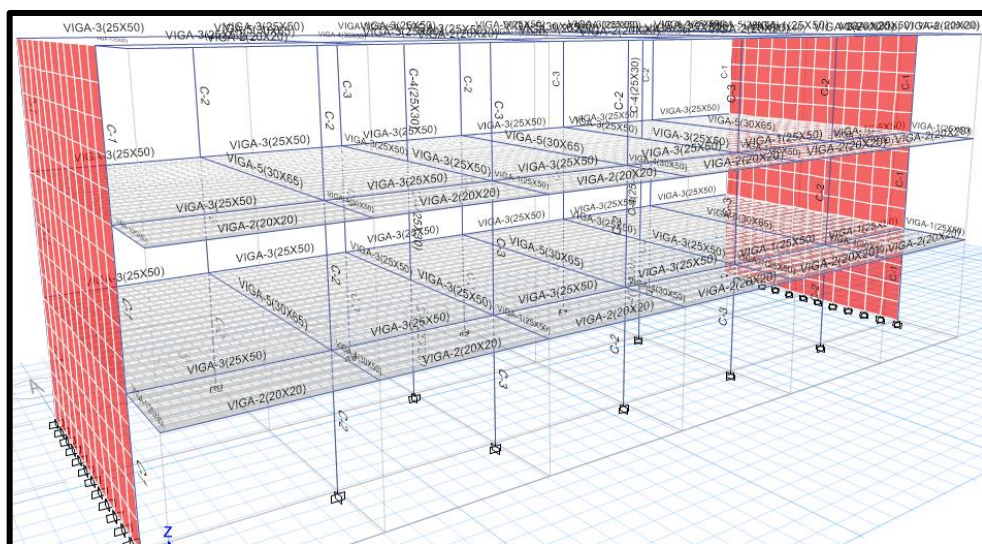


Figura 37. Vista de elementos estructurales en 3D.

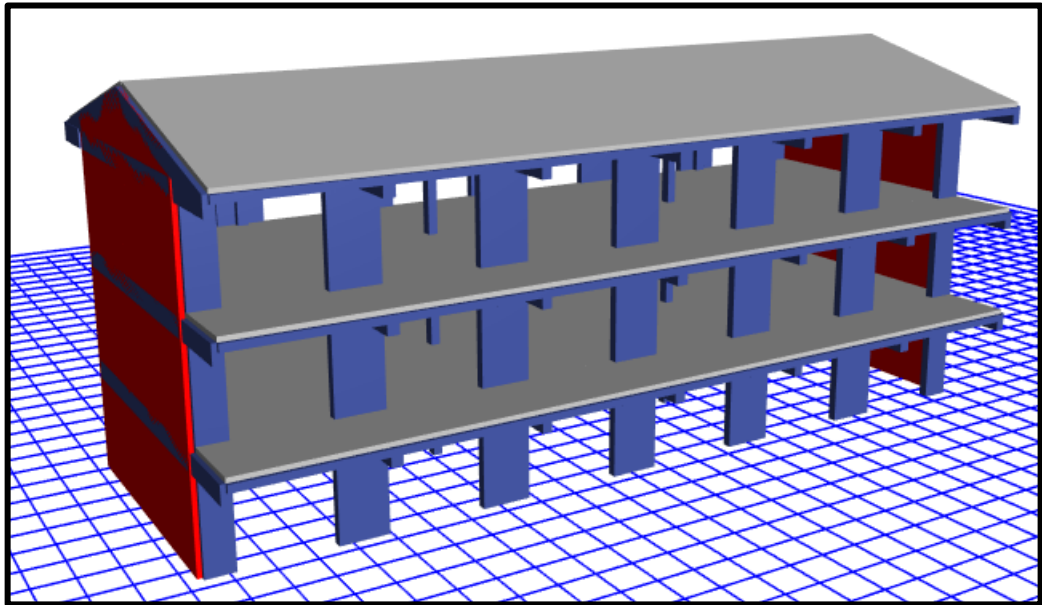


Figura 38. Vista de elementos estructurales en 3D Renderizado.  
(Fuente: Elaboración Propia).

#### 4.2.5 Asignación de Características a Elementos Estructurales.

Una vez de haber realizado el modelado de los Elementos Estructurales tales como (Vigas Losas y Columnas), se procedió a la asignación de restricción en los apoyos del modelo, asignando los grados de libertad correspondientes para un apoyo empotrado en la base de la estructura, para lo cual seleccionaremos todos los nodos de la base y asignaremos lo siguiente.

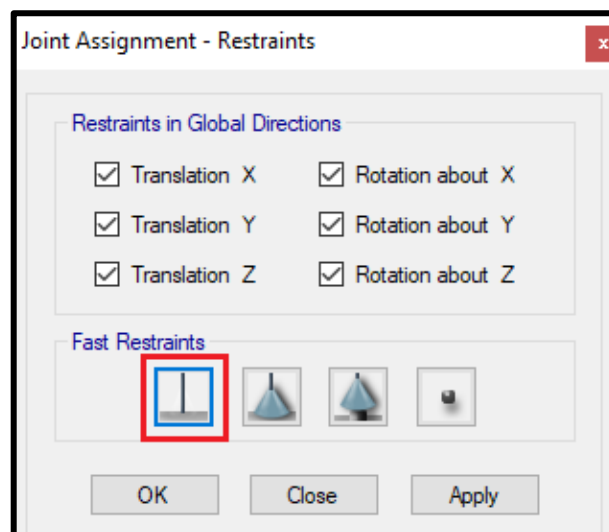


Figura 39. Restricciones en la Base de la Estructura.

#### 4.2.6 Asignación de Casos de Cargas, Patrones de Carga y Casos de combinaciones.

Para continuar con nuestro análisis realizamos el metrado de cargas para los elementos estructurales vigas, losas y columnas.

##### 4.2.6.1 Carga Muerta:

Esta carga cubrirá todas las cargas permanentes de los elementos de construcción, incluyendo la propia estructura, muros, pisos, acabados, equipamiento fijo y demás cargas que no son causadas por la ocupación y uso de la edificación.

La densidad del concreto para los elementos estructurales es de  $w_c = 2400$  kg/m<sup>3</sup> definido en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

- Piso terminado = 100 kg/cm<sup>2</sup>.
- Acabados y fachadas = 150 kg/cm<sup>2</sup>.

##### 4.2.6.2 Cargas Vivas:

Son aquellas cargas que son producidas por el uso y ocupación de la edificación, no están incluidos las cargas de viento, nieve y sismo. Las cargas vivas a utilizar en el diseño deberán ser las máximas que se espera que ocurran en la edificación, por ningún motivo estas cargas deberán ser menores a las mínimas definidas en el “RNE” E-020 (Cargas).

##### Centros de Educación

- Aulas : 250 kg/cm<sup>2</sup>
- Corredores y escaleras : 400 kgf/m<sup>2</sup>
- Techo : 100 kgf/m<sup>2</sup>

##### 4.2.6.3 Combinación de cargas:

Según el **Capítulo IV, Artículo 19 “Combinación de cargas para diseños por esfuerzos admisibles”**, de la Norma Técnica E – 020 “Cargas”, Excepto en los casos indicados del Reglamento Nacional de Edificaciones de los diversos

materiales estructurales, todas las cargas consideradas en la presente Norma se considerará que actúan en las siguientes combinaciones, la que produzca los efectos más desfavorables en el elemento estructural considerando, con las reducciones, cuando sean aplicables, indicadas en el Artículo 10 del “RNE, 2019.

Las combinaciones de carga para desarrollar nuestro análisis se utilizó los siguientes factores.

1. 1.4 CM
2. 1.4 CM + 1.7 CV
3. 1.4 CM + S/C + SX
4. 1.4 CM + S/C – SX/R
5. 1.4 CM + S/C + SY/R
6. 1.4 CM + S/C - SY/R
7. 0.9 CM + SX/R
8. 0.9 CM – SX/R
9. 0.9 CM + SY/R
10. 0.9 CM – SY/R
11. ENVOLVENTE

**Donde:**

- |           |                              |
|-----------|------------------------------|
| <b>CM</b> | : Carga Muerta               |
| <b>CV</b> | : Carga Viva                 |
| <b>SX</b> | : Carga de Sismo en el eje X |
| <b>SY</b> | : Carga de Sismo en el eje Y |

**ENVOLVENTE** : Se encuentran todas las combinaciones

Una vez conocida las combinaciones de carga, procedemos a ingresar al software realizando una combinación correspondiente de acuerdo a lo anterior mencionado.

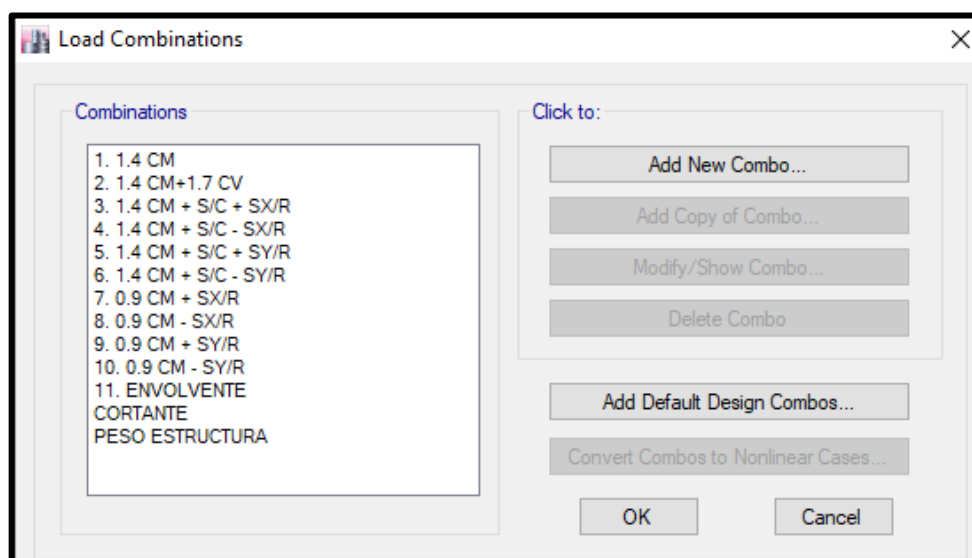


Figura 40. Combinaciones de Carga.  
(Fuente: Elaboración Propia).

#### 4.2.7 Asignación de Brazos Rígidos.

Para la asignación de brazos rígidos en los elementos estructurales tales como la Unión (Viga – Columna), esto nos representa el traslape en los nudos que se visualiza en el software Etabs v.16, este podrá realizar el cálculo automático, como también el manual de acuerdo a las distancias que se tengan entre conexiones de viga – columna, para el caso de factor tomaremos un factor de 0,5 como se observa en la siguiente figura.

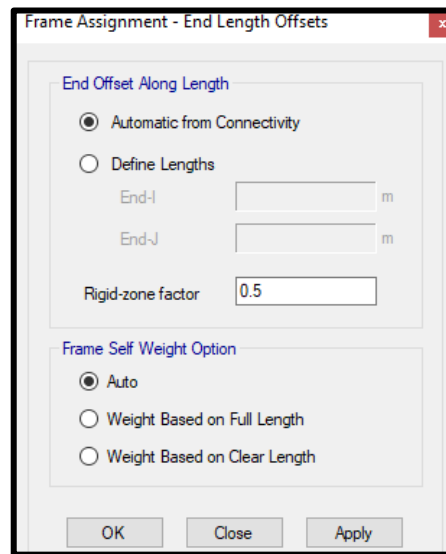


Figura 41. Asignación de Brazos Rígidos en Elementos Estructurales.  
(Fuente: Elaboración Propia).

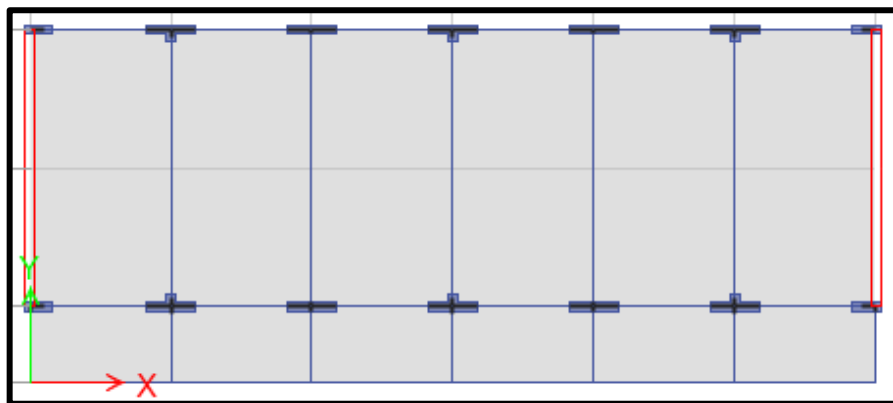


Figura 42. Visualización de Brazos Rígidos en Columnas.  
(Fuente: Elaboración Propia).

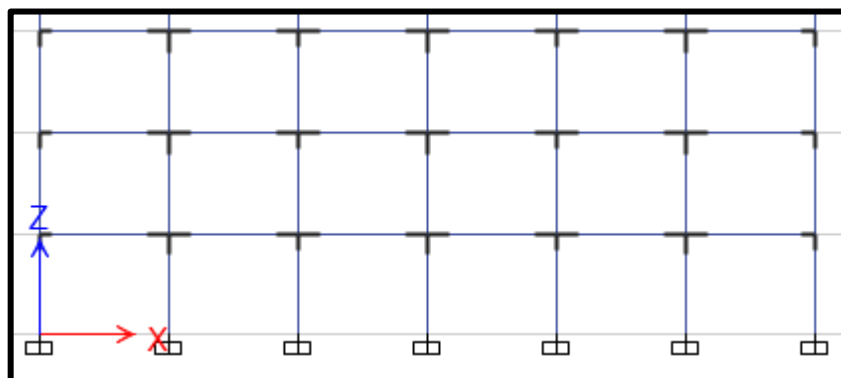


Figura 43. Visualización de Brazos Rígidos en el pórtico.  
(Fuente: Elaboración Propia).

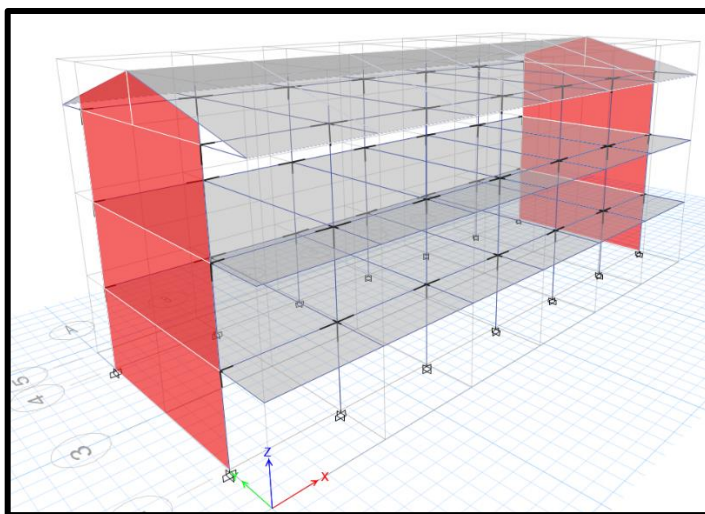


Figura 44. Visualización de Brazos Rígidos en 3D.  
(Fuente: Elaboración Propia).

#### 4.2.8 Definición de Diafragma Rígido.

Ya concluyendo con la asignación de características en los elementos estructurales, lo siguiente será asignar el diafragma rígido en las losas o diafragma de entre piso, para lo cual tendremos dos tipos de diafragma D1 y D2 para cada losa respectivamente, se puede apreciar en la siguiente figura.

#### 4.2.9 Definición de Parámetros Sísmicos.

De acuerdo al “Reglamento Nacional de Edificaciones” E-030 (Diseño Sismorresistente), **Capítulo II, Artículo 10.**

a) **Factor de Zona (Z):**

De acuerdo a lo mencionado la ciudad de Puno está ubicada en la zona sísmica 3, por lo cual corresponde una zona media – alta, con un factor de  $Z = 0.35$ .

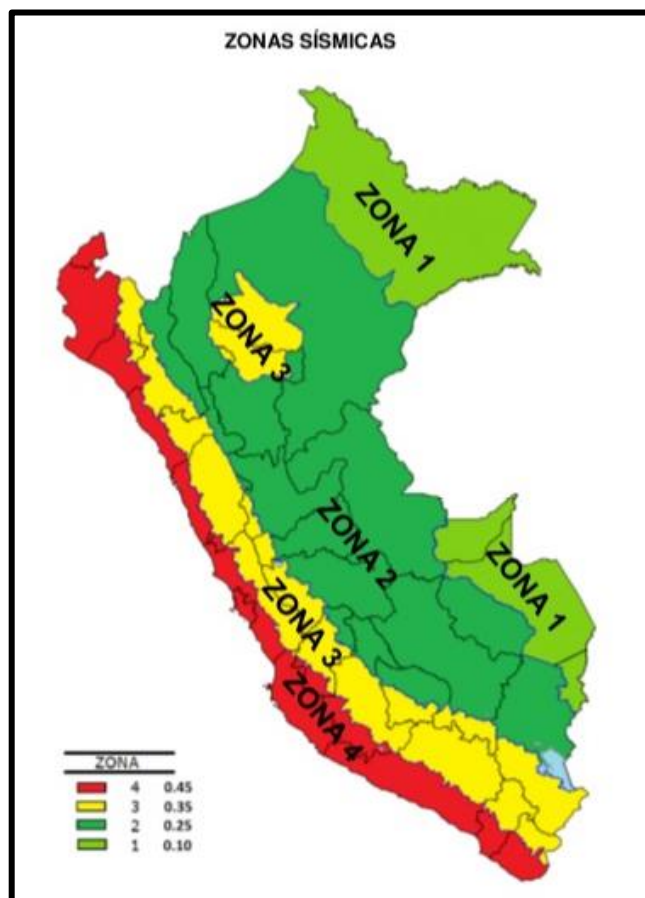


Figura 45. Zonas Sísmicas.  
(Fuente: RNE, E – 030).

**b) Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso (U):**

Según el **Capítulo III, Artículo 15 “Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso”**, de la Norma Técnica E – 030 “Diseño Sismorresistente” del Reglamento Nacional de Edificaciones.

**c) Condiciones Geotécnicas, Factor de Suelo (S):**

Según el **Capítulo II, Artículo 12 “Condiciones Geotécnicas”**, de la Norma Técnica E – 030 “Diseño Sismorresistente” del Reglamento Nacional de Edificaciones tenemos los siguientes tipos de perfiles de suelos detallados a continuación:



Tabla 2. Clasificación de los Perfiles del Suelo.

Perfil	Descripción	Vs	N <sub>60</sub>	Su
<b>S0</b>	Roca dura	> 1500 m/s	-	-
<b>S1</b>	Roca o suelos muy rígidos	500 m/s - 1500 m/s	> 50	> 100 kPa
<b>S2</b>	Suelos intermedios	180 m/s - 500 m/s	15 - 50	50 kPa – 100 kPa
<b>S3</b>	Suelos blandos	< 180 m/s	< 15	25 kPa – 50 kPa
<b>S4</b>	Condiciones excepcionales	Clasificación basada en el EMS		

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E – 030 “Diseño Sismorresistente”.

En el **Capítulo II, Artículo 13 “Parámetros de Sitio” (S, T<sub>P</sub> y T<sub>L</sub>)**, de la Norma Técnica E – 030 “Diseño Sismorresistente”.

Tabla 3. Factor de Suelo “S”.

Zona/Suelo	S0	S1	S2	S3
<b>Z – 4</b>	0,80	1,00	1,05	1,10
<b>Z – 3</b>	0,80	1,00	1,15	1,20
<b>Z – 2</b>	0,80	1,00	1,20	1,40
<b>Z – 1</b>	0,80	1,00	1,60	2,00

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E – 030 “Diseño Sismorresistente”.

Tabla 4. Periodos T<sub>p</sub> y T<sub>L</sub>.

	Perfil de Suelo			
	S0	S1	S2	S3
<b>T<sub>P</sub></b>	0,3	0,4	0,6	1,0
<b>T<sub>L</sub></b>	3	2,5	2	1,6

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E – 030 “Diseño Sismorresistente”.

**d) Coeficiente de Amplificación Sísmica (C).**

En el **Capítulo II, Artículo 14 “Coeficiente de Amplificación Sísmica (C)”** de la Norma Técnica E – 030 “Diseño Sismorresistente”.

$$\text{Si: } T < T_P \quad C = 2,5$$

$$\text{Si: } T_P < T < T_L \quad C = 2,5 \left( \frac{T_P}{T} \right)$$

$$\text{Si: } T > T_L \quad C = 2,5 \left( \frac{T_P * T_L}{T^2} \right)$$

Dónde: T es el periodo de tiempo de excitación sísmica.

Observando que el factor de amplificación sísmica (C), toma diferentes valores para diferentes intervalos de tiempo (T), para lo cual insertaremos un gráfico (C vs T) dentro de un periodo de 10 segundos que podríamos llamar como Pseudo – aceleración sísmica de la estructura, o espectro de respuesta de diseño. Esto nos ayuda para la creación del espectro de respuesta para poder realizar el Análisis Dinámico Modal Espectral, que a continuación mostramos en la siguiente figura.

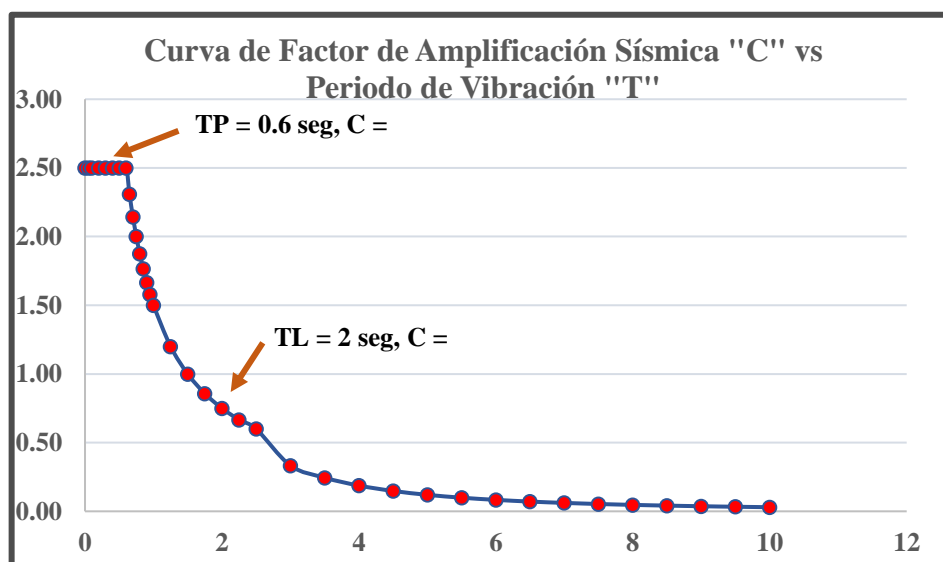


Figura 46. Coeficiente de Amplificación Sísmica.  
(Fuente: Elaboración Propia).

e) **Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas ( $R_0$ ).**

En el **Capítulo III, Artículo 18 “Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas ( $R_0$ )”** de la Norma Técnica E – 030 “Diseño Sismorresistente”

Tabla 5. Sistemas Estructurales.

<b>Sistema Estructural</b>	<b>Coeficiente Básico de Reducción <math>R_0</math> (*)</b>
<b>Concreto Armado:</b>	
Pórticos.	8
Dual.	7
De muros estructurales.	6
Muros de ductilidad limitada.	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera.	7 (**)

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E – 030 “Diseño Sismorresistente”.

f) **Aceleración Espectral.**

En el **Capítulo IV, Artículo 29.2 “Aceleración Espectral”** de la Norma Técnica E-030 “Diseño Sismorresistente” menciona que, **(29.2.1)** para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utiliza un espectro inelástico de Pseudo – aceleración definido por:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} * g$$

$$T < 0,2 T_P \quad C = 1 + 7,5 \left( \frac{T}{T_P} \right)$$

**g) Límites para la distorsión de entrepiso.**

En el **Capítulo V, Artículo 31 “Determinación de Desplazamientos Laterales”** de la Norma Técnica E – 030 “Diseño Sismorresistente”.

En el **Capítulo V, Artículo 32 “Desplazamientos Laterales relativos admisibles”** de la Norma Técnica E-030 “Diseño Sismorresistente” el máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado según el artículo 31, no excede la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la siguiente tabla:

Tabla 6. Límites para la Distorsión del Entrepiso.

<b>Material predominante</b>	<b>(<math>\Delta/h_{ei}</math>)</b>
Concreto armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E – 030 “Diseño Sismorresistente”.

Con lo ya mencionado en las definiciones anteriores realizamos la identificación de la Zona, Categoría, Suelo, Amplificación Sísmica y Coeficiente de Reducción para la Institución educativa a evaluar de donde se deduce lo siguiente:

**Institución Educativa Secundaria G.U.E. “San Carlos” – Puno.**

Zona 3	: 0.35
Categoría	: A (edificación esencial).
Factor Suelo	: S = 1.15
Coefficiente de Reducción	: 8 en la dirección X (Pórticos), 6 en la dirección Y (Muros Estructurales).

Para dar continuidad a las etapas y desarrollar la evaluación estructural será necesario crear nuestra Aceleración Espectral para Puno para lo cual crearemos la siguiente tabla donde contiene el periodo, la amplificación sísmica, la aceleración y la aceleración entre la gravedad que se muestra a continuación.

**4.2.10 Definición de Parámetros para el Análisis Sísmico Estático.**

De acuerdo al “Reglamento Nacional de Edificaciones” E-030 (Diseño Sismorresistente), **Capítulo IV, Artículo 28, Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes** hace mención que el método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación.

**a) Fuerza Cortante en la Base.**

La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, de termina por la siguiente expresión.

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} * P$$

Donde el valor de C/R no deberá ser menor que:

$$\frac{C}{R} \geq 0.11$$

**b) Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura.**

Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel  $i$ , correspondientes a la dirección considerada, se calculan mediante:

$$F_i = \alpha_i * V$$

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

Donde  $n$  es el número de pisos del edificio,  $k$  es un exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración de la estructura ( $T$ ), en la dirección considerada, que se calcula de acuerdo a:

- Para  $T$  menor o igual a 0.5 segundos  $k = 1.0$
- Para  $T$  mayor que 0.5 segundos  $k = (0.75 + 0.5T) \leq 2.0$

### c) Periodo fundamental de Vibración.

El periodo fundamental de vibración para cada dirección se estima con mediante la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Donde:

- $CT = 35$  Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:

Pórticos de concreto armado sin muros de corte.

- $CT = 45$  Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:

Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escales.

- $CT = 60$  Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:

Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales y muros de ductilidad limitada.

- d) Creación de los Espectros de Pseudo Aceleraciones.

- **Espectro de Desplazamiento ( $R = 1$ ):**

Tabla 7. Espectro de Desplazamiento ( $R=1$ ).

<b>T</b>	<b>C</b>	<b>Sa</b>	<b>Sa/g</b>
0	2.500	14.8070	1.5094
0.05	2.500	14.8070	1.5094
0.1	2.500	14.8070	1.5094
0.2	2.500	14.8070	1.5094
0.3	2.500	14.8070	1.5094
0.4	2.500	14.8070	1.5094
0.5	2.500	14.8070	1.5094
0.6	2.500	14.8070	1.5094
0.65	2.308	13.6680	1.3933
0.7	2.143	12.6917	1.2938
0.75	2.000	11.8456	1.2075
0.8	1.875	11.1052	1.1320
0.85	1.765	10.4520	1.0654
0.9	1.667	9.8713	1.0063
0.95	1.579	9.3518	0.9533
1	1.500	8.8842	0.9056
1.25	1.200	7.1073	0.7245
1.5	1.000	5.9228	0.6038
1.75	0.857	5.0767	0.5175
2	0.750	4.4421	0.4528
2.25	0.593	3.5098	0.3578
2.5	0.480	2.8429	0.2898
3	0.333	1.9743	0.2013
3.5	0.245	1.4505	0.1479
4	0.188	1.1105	0.1132

4.5	0.148	0.8775	0.0894
5	0.120	0.7107	0.0725

Fuente: Elaboración Propia.

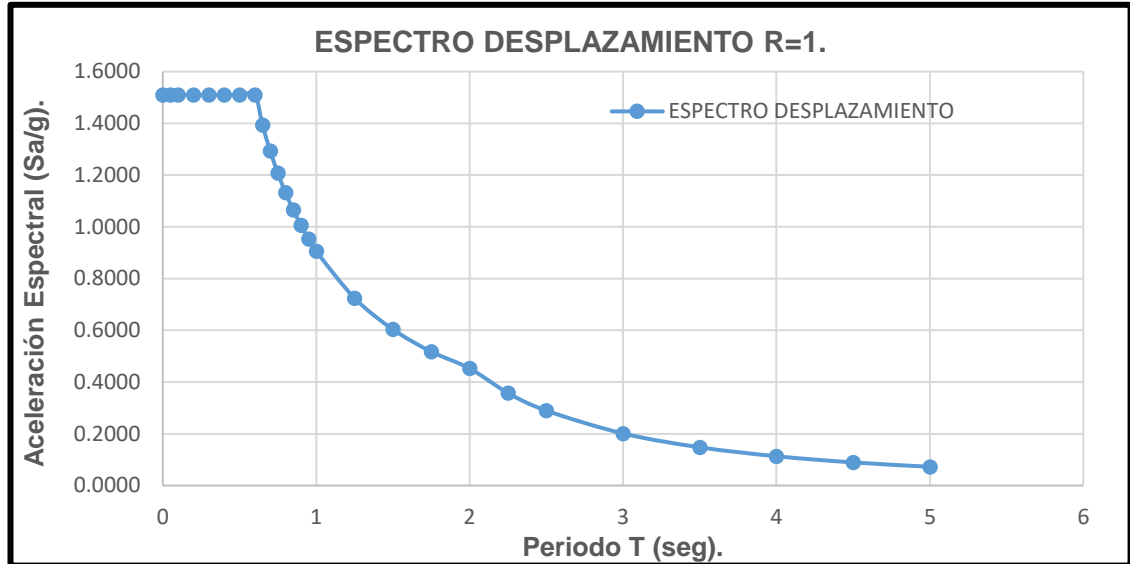


Figura 47. Espectro de Desplazamiento R = 1.  
(Fuente: Elaboración Propia).

- **Espectro de Pseudo Aceleraciones para la Dirección X (R = 8):**

Tabla 8. Espectro de Pseudo Aceleración Dirección X (R=8).

T	C	Sa	Sa/g
0	2.500	1.8509	0.1887
0.05	2.500	1.8509	0.1887
0.1	2.500	1.8509	0.1887
0.2	2.500	1.8509	0.1887
0.3	2.500	1.8509	0.1887
0.4	2.500	1.8509	0.1887
0.5	2.500	1.8509	0.1887
0.6	2.500	1.8509	0.1887
0.65	2.308	1.7085	0.1742
0.7	2.143	1.5865	0.1617
0.75	2.000	1.4807	0.1509



0.8	1.875	1.3882	0.1415
0.85	1.765	1.3065	0.1332
0.9	1.667	1.2339	0.1258
0.95	1.579	1.1690	0.1192
1	1.500	1.1105	0.1132
1.25	1.200	0.8884	0.0906
1.5	1.000	0.7403	0.0755
1.75	0.857	0.6346	0.0647
2	0.750	0.5553	0.0566
2.25	0.593	0.4387	0.0447
2.5	0.480	0.3554	0.0362
3	0.333	0.2468	0.0252
3.5	0.245	0.1813	0.0185
4	0.188	0.1388	0.0142
4.5	0.148	0.1097	0.0112
5	0.120	0.0888	0.0091

Fuente: Elaboración Propia.

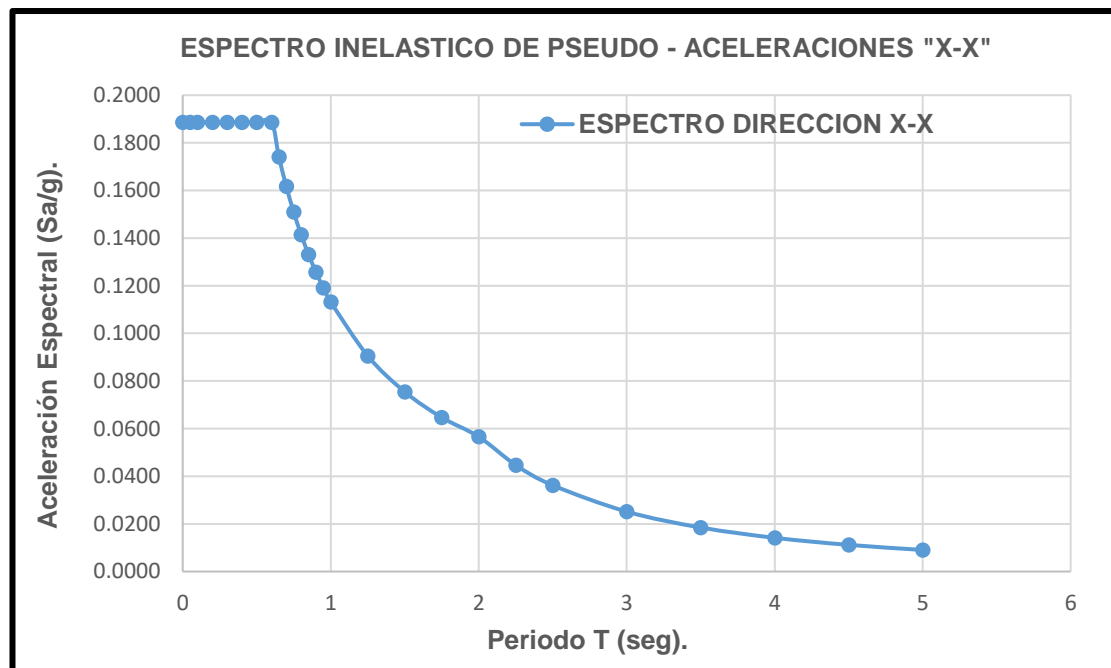


Figura 48. Espectro Dirección "X" R=8.  
(Fuente: Elaboración Propia).

- **Espectro de Pseudo Aceleraciones para la Dirección Y (R = 6):**

Tabla 9. Espectro de Pseudo Aceleración Dirección Y (R=6).

<b>T</b>	<b>C</b>	<b>Sa</b>	<b>Sa/g</b>
0	2.500	2.4678	0.2516
0.05	2.500	2.4678	0.2516
0.1	2.500	2.4678	0.2516
0.2	2.500	2.4678	0.2516
0.3	2.500	2.4678	0.2516
0.4	2.500	2.4678	0.2516
0.5	2.500	2.4678	0.2516
0.6	2.500	2.4678	0.2516
0.65	2.308	2.2780	0.2322
0.7	2.143	2.1153	0.2156
0.75	2.000	1.9743	0.2013
0.8	1.875	1.8509	0.1887
0.85	1.765	1.7420	0.1776
0.9	1.667	1.6452	0.1677
0.95	1.579	1.5586	0.1589
1	1.500	1.4807	0.1509
1.25	1.200	1.1846	0.1208
1.5	1.000	0.9871	0.1006
1.75	0.857	0.8461	0.0863
2	0.750	0.7403	0.0755
2.25	0.593	0.5850	0.0596
2.5	0.480	0.4738	0.0483
3	0.333	0.3290	0.0335
3.5	0.245	0.2417	0.0246
4	0.188	0.1851	0.0189
4.5	0.148	0.1462	0.0149
5	0.120	0.1185	0.0121

Fuente: Elaboración Propia.

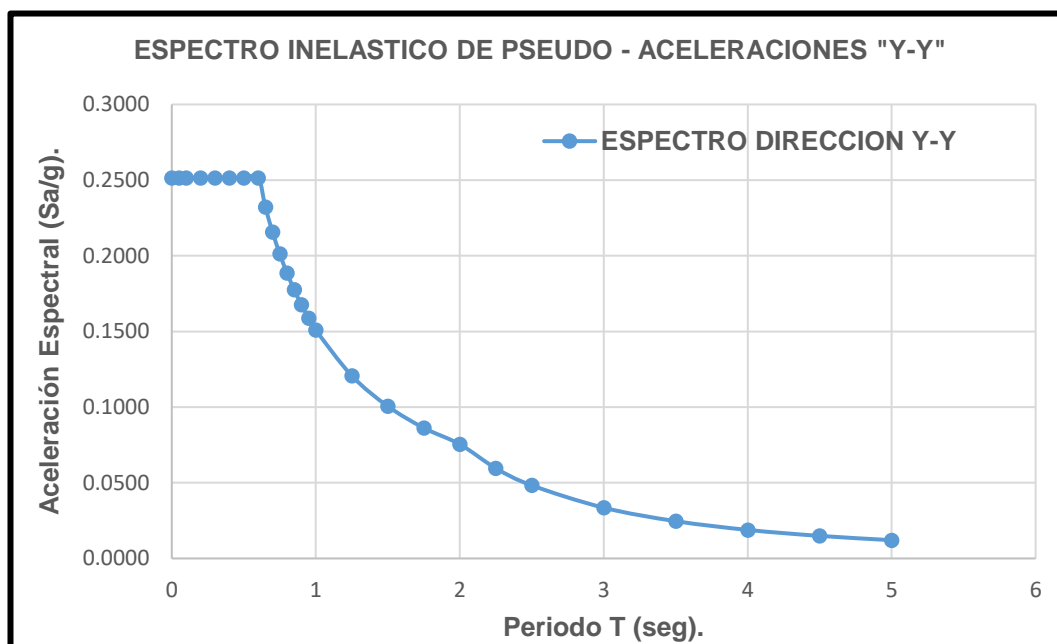


Figura 49. Espectro Dirección "Y" R=6.  
(Fuente: Elaboración Propia).

#### 4.2.10 Análisis Sísmico de la Estructura.

En este ítem, se expondrán las bases del cálculo del análisis dinámico de estructuras que estarán sometidas a acciones sísmicas tanto para sistemas lineales (elásticos) como también los no lineales (plásticos). Para esto se presentan modelos dinámicos a los que recurre para simplificar el análisis de una estructura real. Existen muchos métodos matemáticos para la solución de las ecuaciones de equilibrio dinámico.

##### 4.2.10.1 Modelos Dinámicos.

Desde cierto punto de vista analítico, la obtención de la respuesta dinámica de una estructura, será el resultado de filtrar una señal de excitación a través de un modelo dinámico estructural simplificado y con esta obtener las diferentes variaciones de las magnitudes de análisis (desplazamientos, velocidades) respecto al tiempo. La definición de un modelo dinámico tiene como finalidad simplificar el comportamiento real de una estructura y dependerá de las características de esta. En base a la complejidad de la estructura se podrá plantear modelos con un sistema de un grado de libertad (SDOF) o múltiples grados de libertad (MDOF).

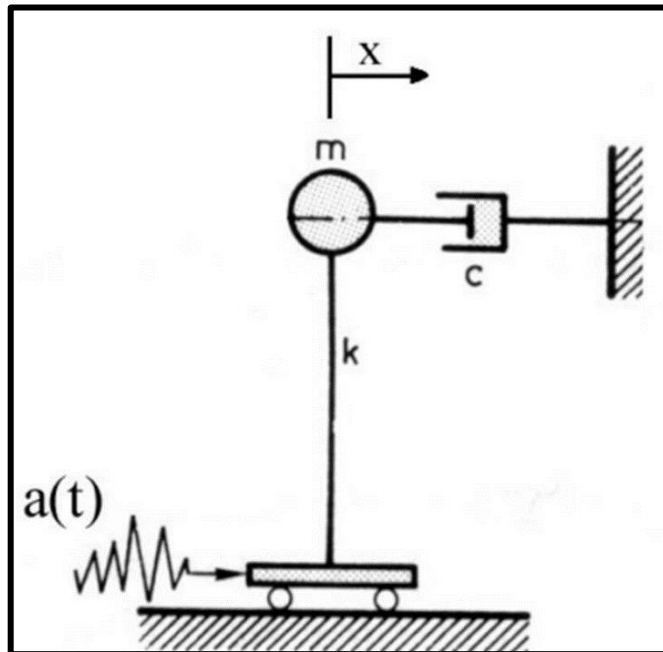


Figura 50. Modelo Dinámico con 1 GDL.

Son mínimas las situaciones en las que el comportamiento estructural puede representarse con un solo grado de libertad. Las condiciones que deben cumplir serán las siguientes:

- Distribución uniforme a lo largo de la estructura de las propiedades de masa y rigidez.
- Variaciones con el tiempo del valor y dirección de la carga efectiva aplicada, la cual debe excitar de manera predominante una de las formas de respuesta de la estructura.

En su gran mayoría de situaciones se obliga a modelar la estructura con un sistema de varios grados de libertad (MDOF), por ejemplo, el caso de un edificio. Lo más común es utilizar el modelo dinámico del edificio de cortante (figura 50). este modelo será el más simple para representar el comportamiento dinámico de un edificio que estará basada en las siguientes hipótesis:

- La masa de la estructura está concentrada únicamente en los forjados.
- Las columnas y vigas no sufrirán deformaciones axiales, solo se considerarán desplazamientos horizontales.

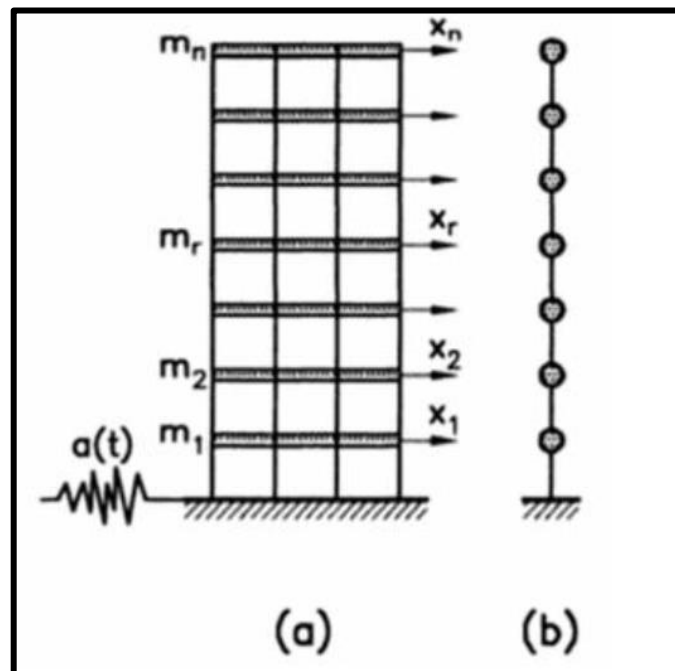


Figura 51. a) Edificio a Cortante con Excitación Sísmica, b) Modelo Dinámico Equivalente.

Si en caso que la estructura no presente un plano de simetría o la dirección del terremoto no estará alineada con dicho plano, habría que agregar grados de libertad adicionales para considerar el fenómeno de torsión en la estructura.

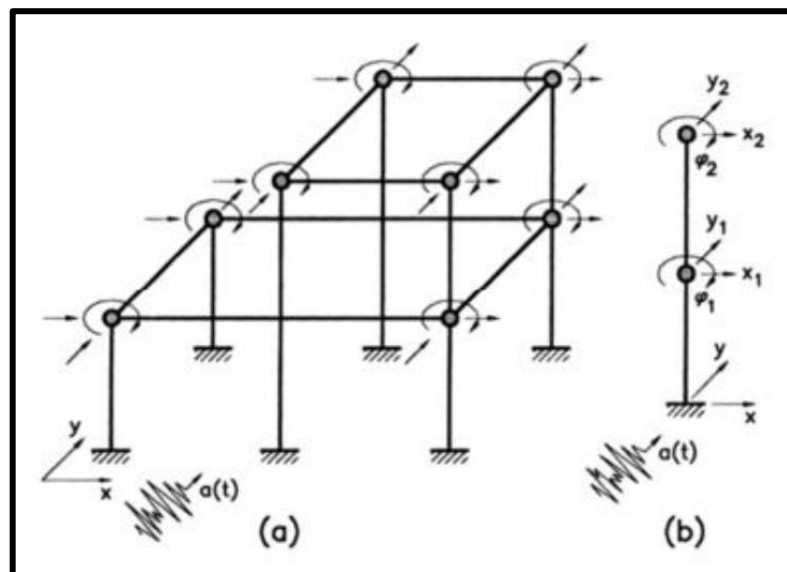


Figura 52. a) Modelo Completo Tridimensional con Excitación Sísmica, b) Modelo Dinámico Simplificado.

(Fuente: Aguiar, 2003).

#### 4.2.11 Definición de Espectro de Diseño Sísmico.

Una vez conocido todos los parámetros sísmicos y haber identificado la Zona, Uso, Suelo y amplificación sísmica, procedemos a definir ambos Espectros, en primero que será un Espectro de Desplazamiento sin ningún R reducido, el segundo que será un Espectro Elástico con la Reducción  $R = 8$  y el tercero será un Espectro Elástico con la Reducción  $R = 6$  como se puede apreciar en la figura 53.

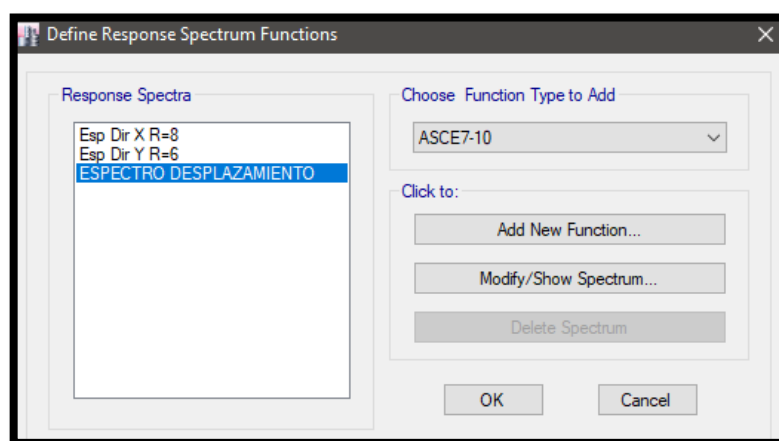


Figura 53. Creación de Espectro de Desplazamientos.

En la figura 54 podemos observar cómo es que se definió es Espectro de Desplazamiento, donde se toma en consideración el Reglamento Nacional de Edificaciones, la Norma Técnica E – 030 (Diseño Sismorresistente) para lo cual se tiene el tipo de zona sísmica (Z), la ocupación o uso (U), el tipo de suelo (S), el factor de irregularidad en altura (Ia), factor de irregularidad en planta (Ip) y el coeficiente básico de reducción (R) donde este valor es igual a 1. Debido a estos factores se tiene los resultados de una gráfica de espectro de Pseudo – aceleración, en el cual encontraremos el periodo en función a la aceleración.

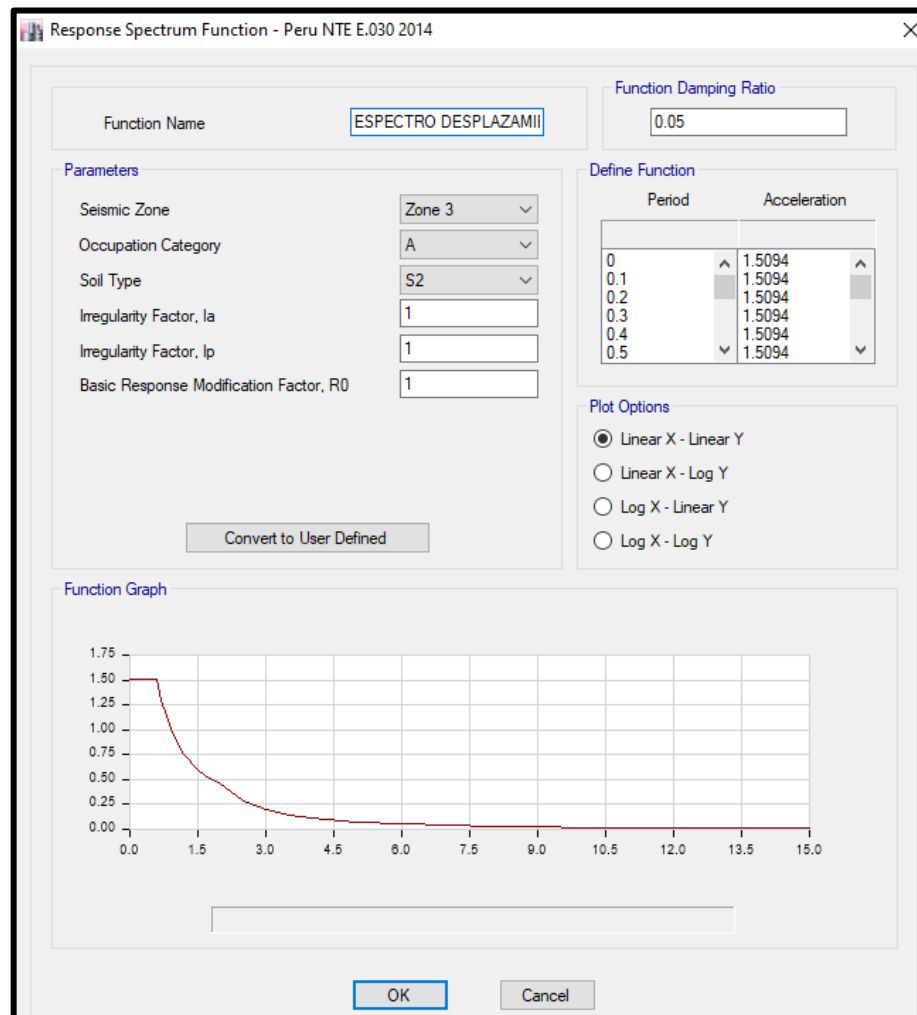


Figura 54. Espectro de Desplazamiento  $R = 1$ .  
(Fuente: Elaboración Propia).

En la figura 55 podemos observar cómo es que se definió el Espectro de Pseudo Aceleraciones para la Dirección “X”, asumiendo un sistema aporticado, donde se toma en consideración el Reglamento Nacional de Edificaciones, la Norma Técnica E – 030 (Diseño Sismorresistente) para lo cual se tiene el tipo de zona sísmica (Z), la ocupación o uso (U), el tipo de suelo (S), el factor de irregularidad en altura (Ia), factor de irregularidad en planta (Ip) y el coeficiente básico de reducción (R) donde este valor es igual a 8. Debido a estos factores se tiene los resultados de una gráfica de espectro de Pseudo aceleración, en el cual encontraremos el periodo en función a la aceleración.

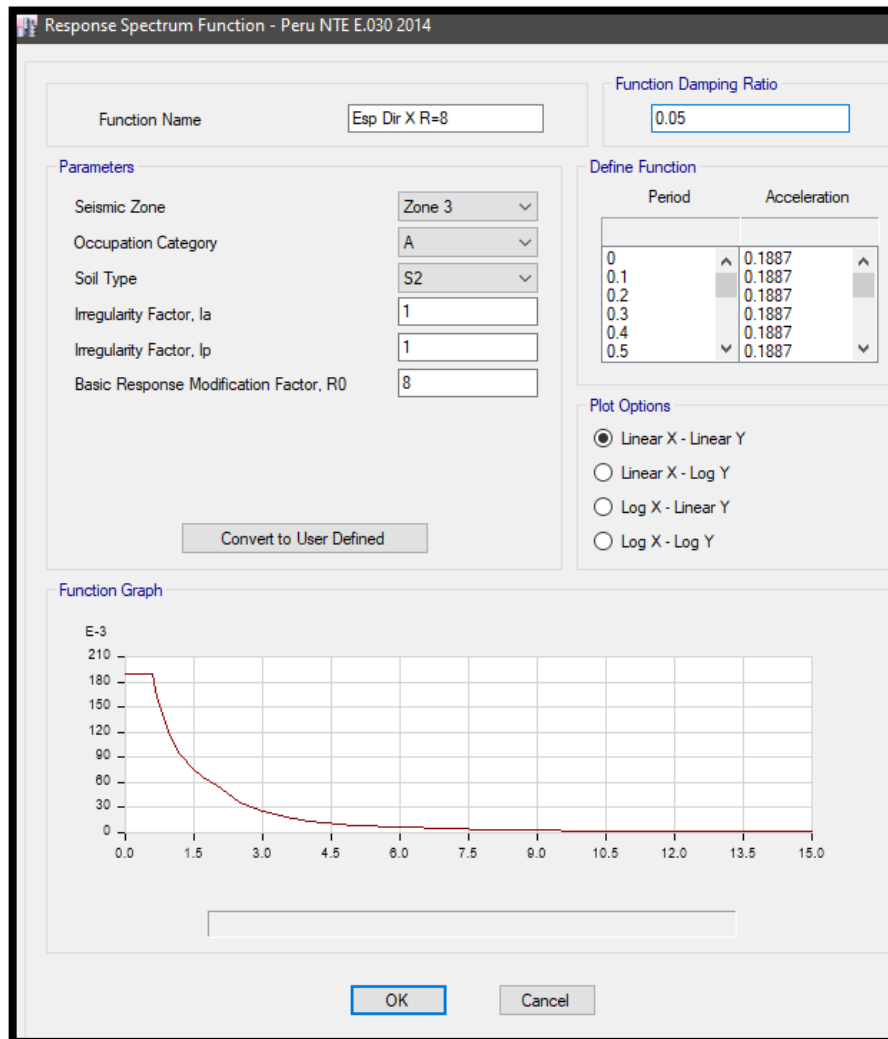


Figura 55. Espectro Elástico  $R = 8$ .  
(Fuente: Elaboración Propia).

En la figura 56 podemos observar cómo es que se definió es Espectro de Pseudo Aceleraciones para la Dirección “X”, asumiendo un sistema aporticado, donde se toma en consideración el Reglamento Nacional de Edificaciones, la Norma Técnica E – 030 (Diseño Sismorresistente) para lo cual se tiene el tipo de zona sísmica (Z), la ocupación o uso (U), el tipo de suelo (S), el factor de irregularidad en altura (Ia), factor de irregularidad en planta (Ip) y el coeficiente básico de reducción (R) donde este valor es igual a 8. Debido a estos factores se tiene los resultados de una gráfica de espectro de Pseudo aceleración, en el cual encontraremos el periodo en función a la aceleración.



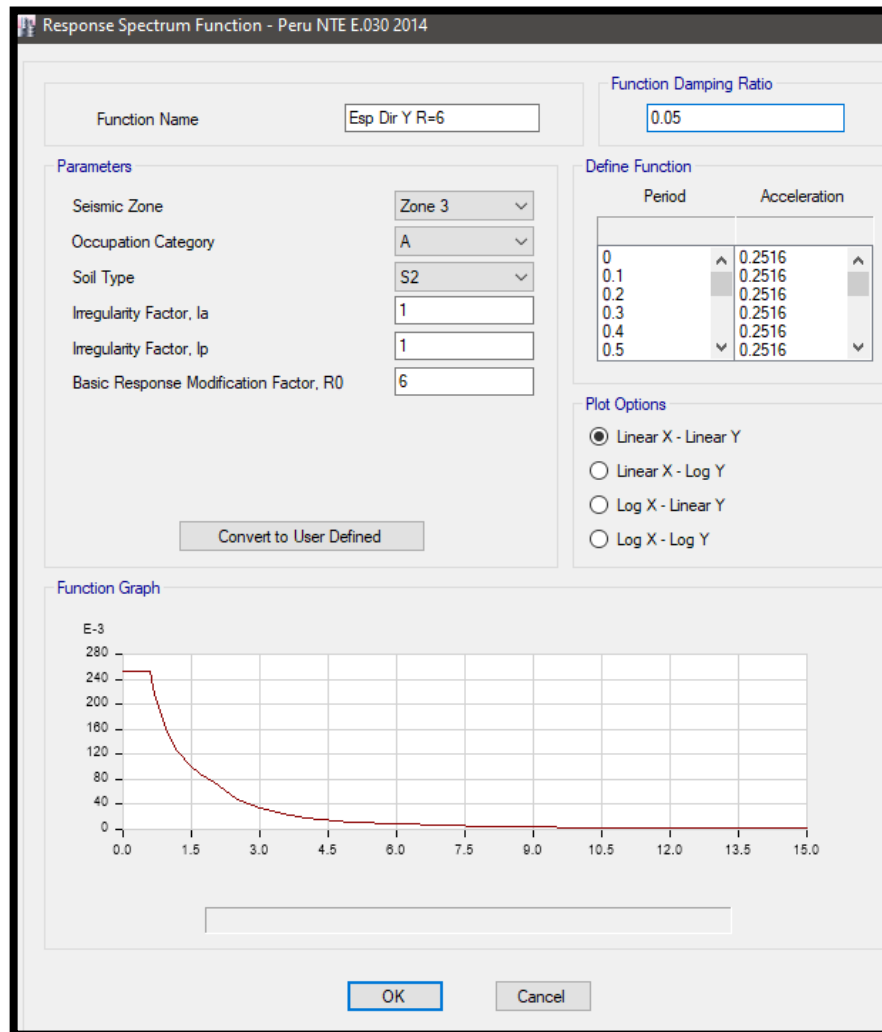


Figura 56. Espectro Elástico  $R = 6$ .  
(Fuente: Elaboración Propia).

#### 4.2.12 Definición de Patrones de Cargas.

Procedemos a definir los Patrones de Carga (Load Patterns) para desarrollar el análisis estático no lineal, a partir de un análisis lineal ya definido por las cargas de gravedad como se muestra en la imagen, en las cuales tendremos en cuenta los patrones de carga de tipo Peso Propio (carga muerta), sobrecarga (carga viva), acabados (carga muerta) y un patrón de cargas para poder realizar el análisis estático no lineal Pushover que denominaremos Fuerza Lateral en el eje “X” FLAT (sísmica) el cual estará definida por cargas laterales aplicadas en el diafragma de la losa.

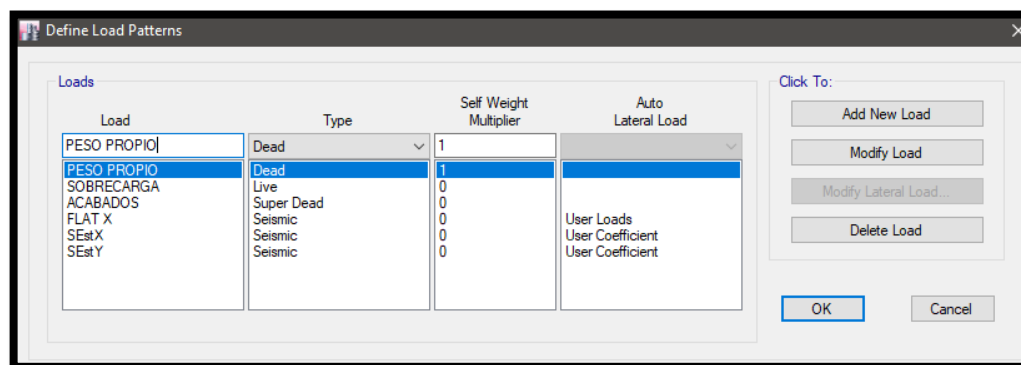


Figura 57. Definición de los Patrones de Carga.  
(Fuente: Elaboración Propia).

Para realizar la definición de los patrones de cargas para los casos sísmicos estáticos se tiene que tener bien cuenta el sistema para cada dirección de la edificación, en este caso tenemos Sismo Estático para el eje X (SEstX) y de la misma manera para el Sismo Estático para el eje Y (SEstY), a continuación, se dará detalle sobre la asignación para dichas cargas:

En la siguiente figura se tiene al SEstX el cual se tendrá que asignar el valor C (fuerza cortante en la base), que viene dada por la siguiente fórmula.

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R}$$

V = Fuerza Cortante en la Base.

Z = Factor de Zona (Z3 = 0.35).

U = Factor de Uso (A = 1.5 edificación esencial).

C = Coeficiente de Amplificación Sísmica (C = 2.5).

S = Factor de Suelo (S2 = 1.15).

R = Coeficiente de Reducción Sistema Aporticado (R = 8).

Reemplazando en la fórmula para obtener la fuerza cortante en la Base para la dirección en el eje X.

$$V_x = \frac{0.35 * 1.5 * 2.5 * 1.15}{8} = 0.18867$$

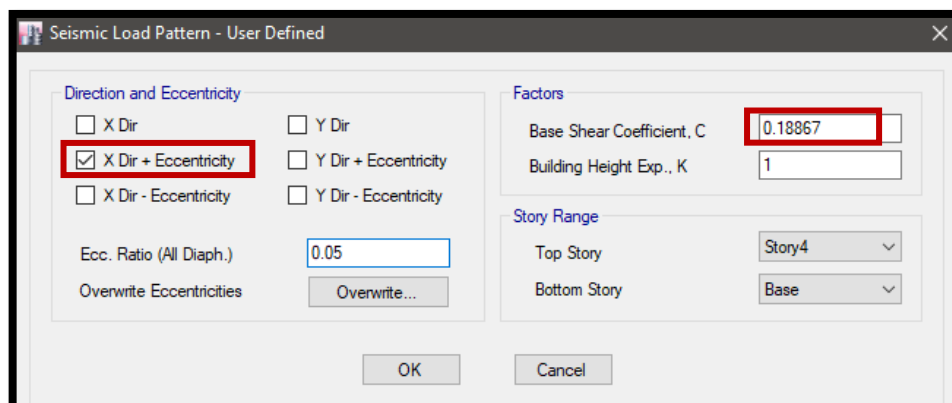


Figura 58. Definición del Sismo Estático para la dirección “X”.  
(Fuente: Elaboración Propia).

En la siguiente figura se tiene al SEstY el cual se tendrá que asignar el valor C (fuerza cortante en la base), que viene dada por la siguiente formula.

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R}$$

V = Fuerza Cortante en la Base.

Z = Factor de Zona (Z3 = 0.35).

U = Factor de Uso (A = 1.5 edificación esencial).

C = Coeficiente de Amplificación Sísmica (C = 2.5).

S = Factor de Suelo (S2 = 1.15).

R = Coeficiente de Reducción Muros Estructurales (R = 6).

Reemplazando en la fórmula para obtener la fuerza cortante en la Base para la dirección en el eje Y.

$$V_y = \frac{0.35 * 1.5 * 2.5 * 1.15}{6} = 0.25156$$

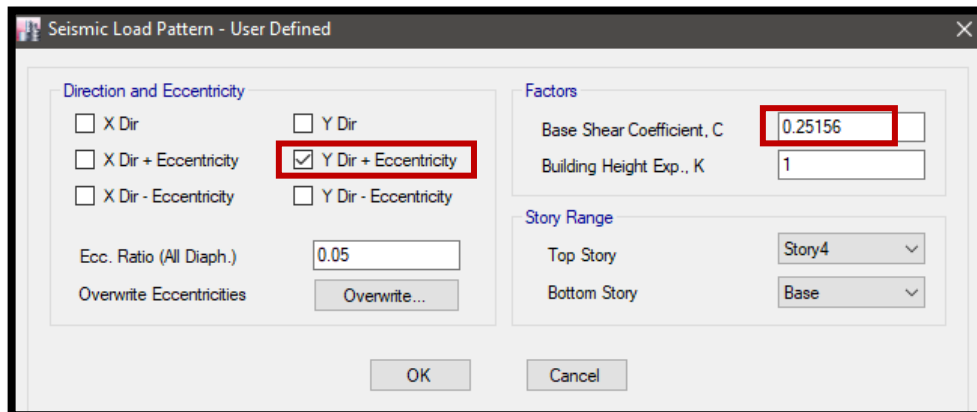


Figura 59. Definición del Sismo Estático para la dirección “Y”.

#### 4.2.13 Definición de los Casos de Cargas.

Para desarrollar un análisis estático no lineal (Pushover), tendremos en cuenta los diferentes casos de cargas que se detallan a continuación.

- **Modal:** Se conserva el caso de carga Modal, del análisis elástico.
- **Sismo Dinámico en la Dirección “X e Y”:** El espectro de respuesta evalúa la participación de un Espectro ya definido, para cada una de la dirección del análisis.
- **CM (Carga Muerta):** Contempla los patrones de carga de Acabados y Peso propio.
- **Fuerzas Laterales:** Es el caso de carga estático no lineal a partir de una Patrón de Carga creado como fuerzas laterales a partir de la distribución de cargas.
- **Gravitacional:** Caso de carga estático no lineal que considera la carga muerta y la sobre carga.
- **Push – X:** Caso de carga estático no lineal que continua del análisis GRAVITACIONAL a partir de un patrón de cargas de fuerzas laterales.

En las siguientes figuras tendremos los casos de cargas ya asignados, como son el Peso Propio, sobrecarga, acabados, cargas muertas y fuerzas laterales todas estas con un tipo de caso de carga lineal estático. Los casos de carga sísmicas en el eje “X” e “Y” como son SX y SY serán de tipo de espectro de respuesta y los

tipos de casos de carga no lineales serán el caso de carga gravitacional y Pushover en el eje x.

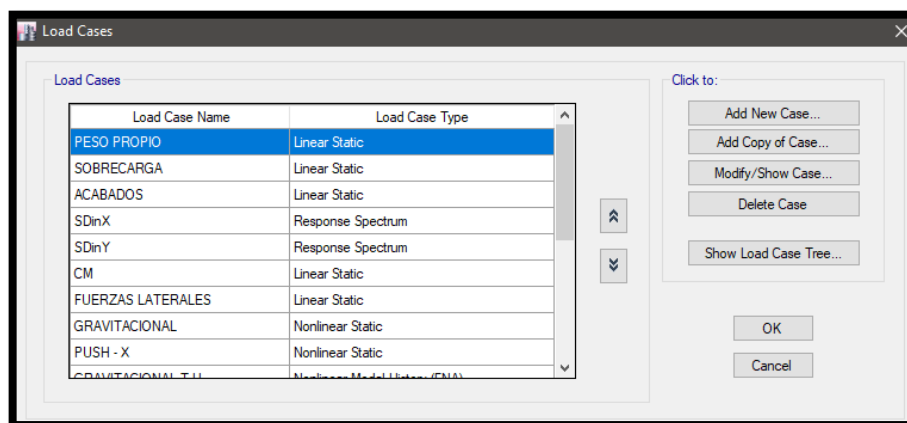


Figura 60. Casos de Cargas Creados.  
(Fuente: Elaboración Propia).

- **Gravitacional – Th:** Caso de carga dinámico no lineal que considera la carga muerta y la sobre carga.
- **Registros Sísmicos Tiempo Historia”:** Registros sísmicos elegidos para a simular y desarrollar el análisis tiempo – historia.
- **SEstX:** Sismo estático en la dirección “X” considerando la fuerza cortante en la base.
- **SEstY:** Sismo estático en la dirección “Y” considerando la fuerza cortante en la base.

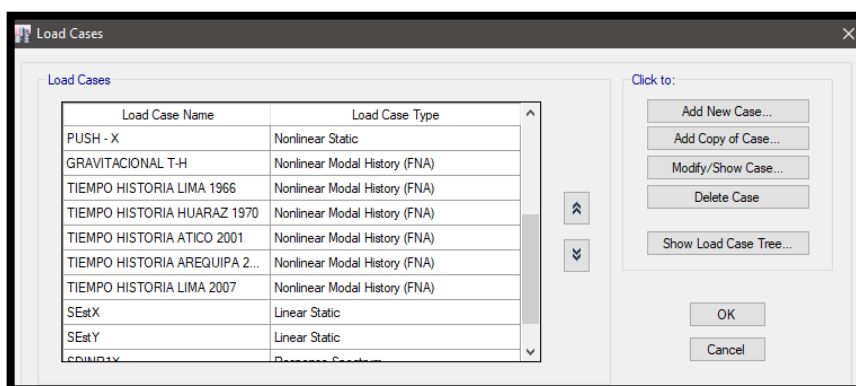


Figura 61. Casos de Cargas Creados.  
(Fuente: Elaboración Propia).

En la siguiente figura se tiene la definición del caso Modal, para lo cual se considera la asignación de 3 nodos por piso como se muestra en la imagen.

Figura 62. Definición del Caso Modal.

En esta figura 63 podemos observar la creación del caso de carga de Peso Propio, donde esta será de un tipo lineal estático.

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	PESO PROPIO	1

Figura 63. Definición del Caso de Carga Peso Propio.

En esta figura 64 podemos observar la creación del caso de carga de sobrecarga, donde esta será de un tipo lineal estático.

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

- General:**
  - Load Case Name: SOBRECARGA
  - Load Case Type: Linear Static
  - Exclude Objects in this Group: Not Applicable
  - Mass Source: MASA
- P-Delta/Nonlinear Stiffness:**
  - Use Preset P-Delta Settings: None
  - Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)
- Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	SOBRECARGA	1

Figura 64. Definición del Caso de Carga de Sobrecarga.

En la figura 65 podemos observar la creación del caso de carga de Acabados correspondiente a una carga muerta, donde esta será de un tipo lineal estático.

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

- General:**
  - Load Case Name: ACABADOS
  - Load Case Type: Linear Static
  - Exclude Objects in this Group: Not Applicable
  - Mass Source: MASA
- P-Delta/Nonlinear Stiffness:**
  - Use Preset P-Delta Settings: None
  - Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)
- Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	ACABADOS	1

Figura 65. Definición del Caso de Carga Acabados.

En esta figura 66 se puede observar la creación del caso de carga de CM, donde esta será de un tipo lineal estático y a su vez contempla dos patrones de carga que son el peso propio y los acabos.

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	PESO PROPIO	1
Load Pattern	ACABADOS	1

Figura 66. Definición del Caso de Carga CM.

#### 4.2.14 Definición de Casos de Cargas Sísmicas.

Ya, con los Espectros Sísmicos asignados, procedemos a la definición de los Casos de Análisis (Load Cases), en el cual elegiremos el tipo de Espectro de Respuesta, luego añadiremos el Espectro de aceleración a utilizar, tanto para la dirección “X” e “Y” en función al Espectro de Respuesta “T vs C”, el factor de escala estará de acuerdo a la Normativa E – 030 “Diseño Sismorresistente”.

A continuación, en ambas figuras se puede observar cómo se realiza un escalamiento para poder cumplir con los parámetros mínimos que exige la norma del Reglamento Nacional de Edificaciones la Norma Técnica E – 030, el cual detalla que la fuerza cortante mínima para cada dirección a considerar en el análisis en el primer entrepiso no deberá ser menor que el 80% para estructuras regulares y 90% para estructuras irregulares.



The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

- General:**
  - Load Case Name: SDinX
  - Load Case Type: Response Spectrum
  - Exclude Objects in this Group: Not Applicable
  - Mass Source: Previous (MASA)
- Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Esp Dir X R=8	9.81
- Other Parameters:**
  - Modal Load Case: Modal
  - Modal Combination Method: CQC
  - Include Rigid Response
  - Rigid Frequency, f1: [ ]
  - Rigid Frequency, f2: [ ]
  - Periodic + Rigid Type: [ ]
  - Earthquake Duration, td: [ ]
  - Directional Combination Type: SRSS
  - Absolute Directional Combination Scale Factor: [ ]
  - Modal Damping: Constant at 0.05
  - Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms

Figura 67. Definición del Caso de Carga Sísmica Dinámica SDinX.

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

- General:**
  - Load Case Name: SDinY
  - Load Case Type: Response Spectrum
  - Exclude Objects in this Group: Not Applicable
  - Mass Source: Previous (MASA)
- Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	Esp Dir Y R=6	9.81
- Other Parameters:**
  - Modal Load Case: Modal
  - Modal Combination Method: CQC
  - Include Rigid Response
  - Rigid Frequency, f1: [ ]
  - Rigid Frequency, f2: [ ]
  - Periodic + Rigid Type: [ ]
  - Earthquake Duration, td: [ ]
  - Directional Combination Type: SRSS
  - Absolute Directional Combination Scale Factor: [ ]
  - Modal Damping: Constant at 0.05
  - Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms

Figura 68. Definición del Caso de Carga Sísmica Dinámica SDinY.

#### 4.2.15 Definición de Caso de Carga no Lineal Gravitacional.

Para continuar con el análisis y previo a realizar los casos de análisis no lineales para cargas laterales, procedemos a crear el caso no Lineal GRAVITACIONAL que se considerara las cargas por Peso Propio, Cargas Muertas y un porcentaje de la Sobrecarga, en la siguiente figura se muestra los parámetros para la creación del caso de Carga.

En la presente figura se puede observar que el caso de carga para determinar un análisis no lineal, tendrá un tipo de carga no lineal estático y que a su vez también contemplara los patrones de carga que se aplicaran como son, el peso propio, acabados y la sobre carga, cada uno con un factor de escala determinado.

**Load Case Data**

**General**

Load Case Name: GRAVITACIONAL [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: MASA

**Initial Conditions**

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case: [ ]

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	PESO PROPIO	1.4
Load Pattern	ACABADOS	1.4
Load Pattern	SOBRECARGA	1

[Add] [Delete]

**Other Parameters**

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Full Load [Modify/Show...]

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

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura 69. Definición del Caso de Carga Gravitacional.

#### 4.2.16 Definición de Caso de Carga no Lineal PUSH – X.

Una vez de haber tomado como paso anticipado las deformaciones del caso de carga no lineal GRAVITACIONAL, creamos el caso no lineal donde contempla el patrón de cargas de Fuerzas Laterales, de la misma manera realizamos las modificaciones. El control de desplazamiento es una característica avanzada para propósitos especiales, lo cual modificaremos en **Aplicación de Carga (Load Application)** y modificamos para que tenga el desplazamiento de control, y también monitorear el desplazamiento, de la misma manera modificamos los **Resultados Guardados (Results Saved)**, donde modificamos para **Múltiples Estados (Multiple States)** como se muestran a continuación en las siguientes figuras:

Para poder realizar el caso de carga Pushover en el eje “X”, también se deberá elegir el tipo de carga no Lineal Estático, pero en este caso ya contempla lo que es el patrón de carga de una Fuerza Lateral en el eje “X” con un factor de escala de 1.

**Load Case Data**

**General**

Load Case Name: PUSH - X [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: MASA

**Initial Conditions**

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case: GRAVITACIONAL

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	FLAT X	1

[Add] [Delete]

**Other Parameters**

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control [Modify/Show...]

Results Saved: Multiple States [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

Figura 70. Definición del Caso de Carga Pushover X.

En esta vista 3D elegiremos donde será conveniente elegir el punto de control a monitorear para el análisis no Lineal Estático – Pushover, para lo cual se sugiere elegir el punto de control en un nivel superior de la estructura.

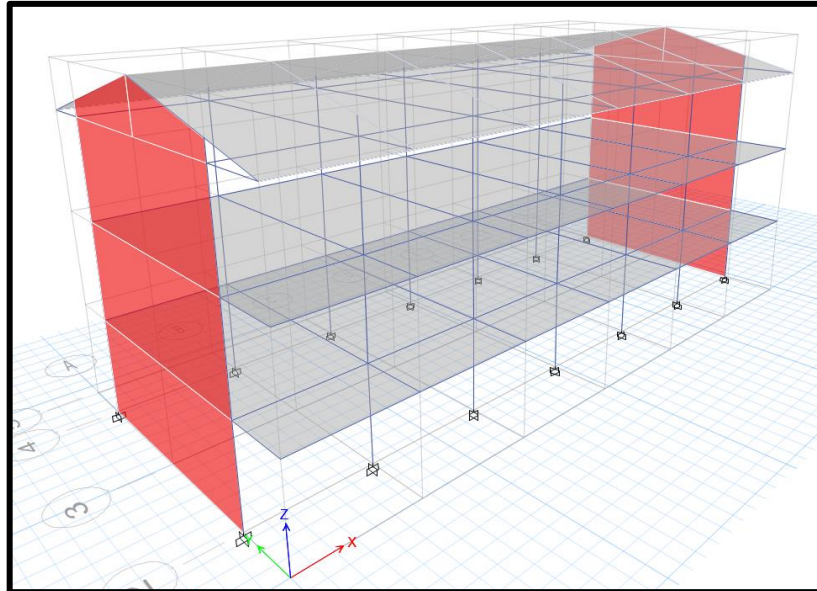


Figura 71. Vista de Modelo 3D.

En la vista de elevación se puede visualizar la elección del punto que se eligió como punto de control, el cual estará dado en un nivel o piso 3 en el eje “G” como se muestra a continuación en la siguiente figura.

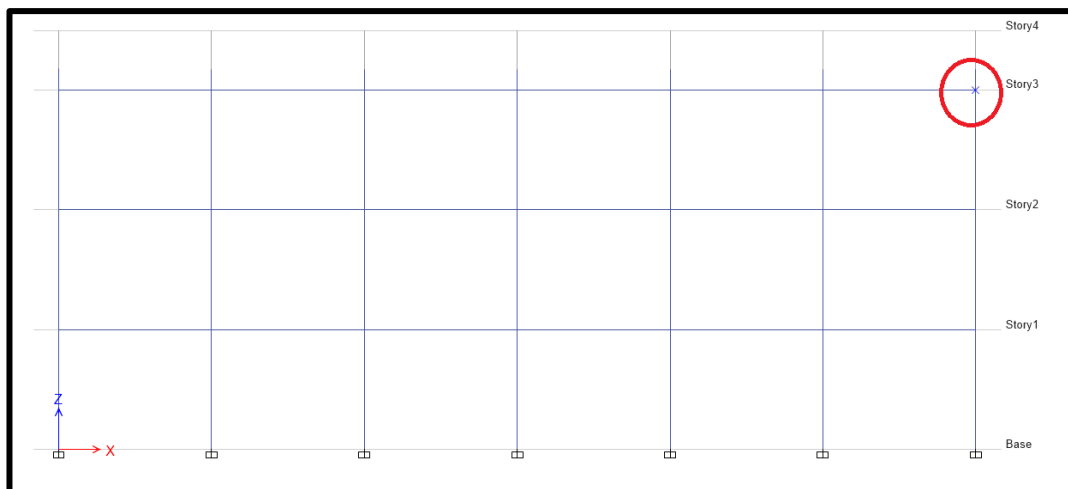


Figura 72. Punto de Control a Monitorear.

En la presente figura podemos ver los detalles del punto elegido como punto de control a monitorear, como son el piso, etiqueta y el nombre único que se tendrá en el modelo como identificador de este nodo.

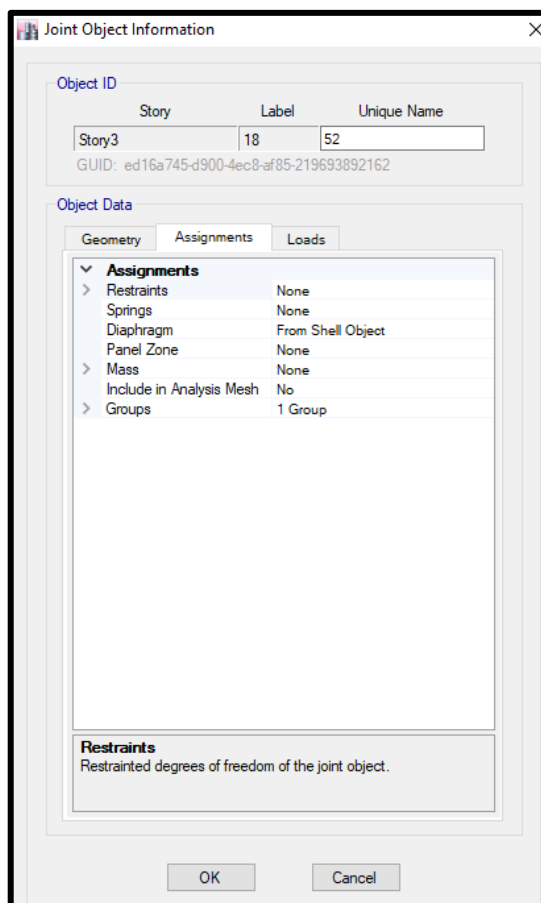


Figura 73. Detalles del Punto a Monitorear.

A continuación, detallamos los parámetros que se tomara en cuenta para un análisis no lineal Pushover en el software Etabs v.16. Donde elegimos en el control de la carga aplicada como control de desplazamiento, a su vez este control de desplazamiento será como un desplazamiento controlado de acuerdo al punto seleccionado, también daremos un valor máximo donde nos indique si el punto a controlar supera ese desplazamiento máximo asumido.

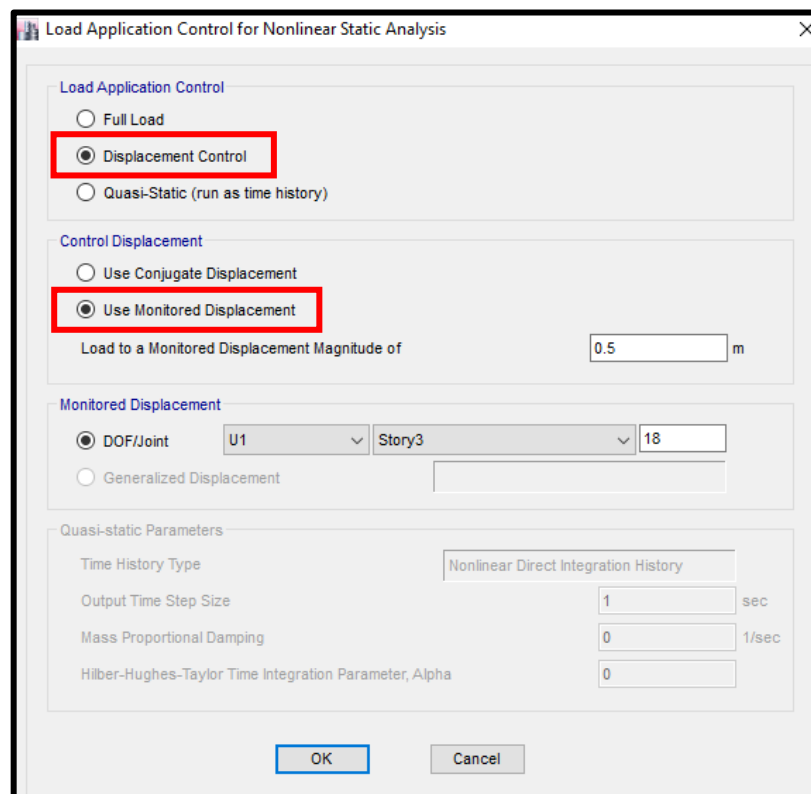


Figura 74. Condiciones para la Definición del Análisis no Lineal.

Para realizar los análisis no lineales se deberá determinar las condiciones iniciales al iniciar el análisis.

Condiciones iniciales cero: La estructura tiene desplazamiento y velocidad cero, los elementos no estarán sometidos a esfuerzos y no existe una historia de deformaciones no lineales.

Continuación del análisis no lineal previo: Los desplazamientos, velocidades, esfuerzos, cargas, energías e historias de estados no lineales desde el final de un análisis previo son llevados adelante.

Normalmente solo estado final es salvado para un análisis estático no lineal. Este resultado es al aplicar la carga total, también podemos elegir la opción de Múltiples estados para poder apreciar como la estructura responderá durante la carga. Este punto será clave para desarrollar el análisis estático no lineal Pushover,

para lo cual indicaremos al programa si solo deseamos salvar el estado final o los múltiples estados, como se muestra en la siguiente figura.

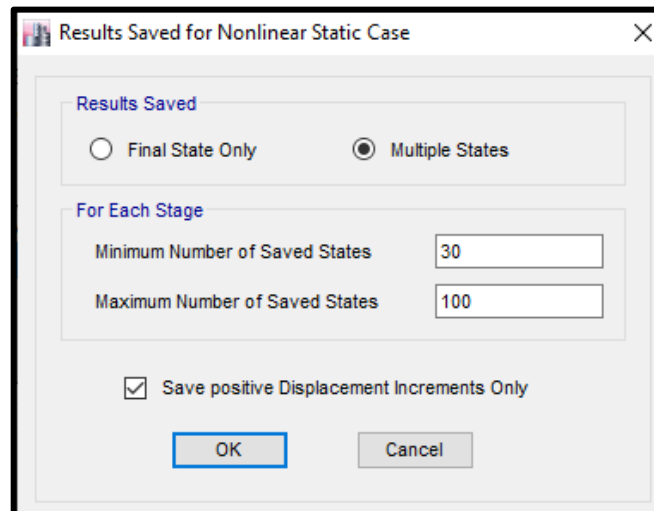


Figura 75. Salida de Resultados Múltiples No Lineales.

#### 4.2.17 Asignación de Cargas en los Elementos Estructurales.

Para poder realizar un análisis adecuado, será necesario considerar todas las cargas actuantes provenientes del metrado de cargas en nuestra estructura. Para lo cual se tendrá en cuenta bien el tipo de carga a asignar ya sea como tipo de carga muerta, carga viva y las diferentes cargas actuantes sobre los elementos estructurales a soportar, para lo cual en la siguiente figura mostraremos las cargas actuantes en la estructura para realizar el análisis respectivo.

##### a) Carga asignada en Losa Aligerada ( $\text{kg/m}^2$ ).

En las siguientes figuras, podemos observar que según el Reglamento Nacional de Edificaciones las cargas a considerar para el diseño o evaluación de dicha Estructura, deberán cumplir con esta.

En el ANEXO 1 de la Norma Técnica E – 020 “Cargas” del Reglamento Nacional de Edificaciones, detalla el Peso Propio de las Losas aligeradas que a continuación daremos a conocer en la siguiente tabla.

Tabla 10. Peso Propios para Losas Aligeradas.

**Losas Aligeradas armadas en una sola dirección de concreto armado.**

Con vigueta 0.10m de ancho y 0.40m entre ejes.

Espesor del Aligerado (m).	Espesor de Losa superior (m).	Peso Propio kPa (kg/m <sup>2</sup> ).
0.17	0.05	2.8 (280)
0.20	0.05	3.0 (300)
0.25	0.05	3.5 (350)
0.30	0.05	4.2 (420)

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E – 020 “Cargas”.

En la figura 71 se puede observar las cargas asignadas para un tipo de losa aligerada de espesor 0.20 m, el cual es 300 kg/m<sup>2</sup> estos pesos fueron asignados en todas las losas aligeradas en el patrón de carga Peso Propio.

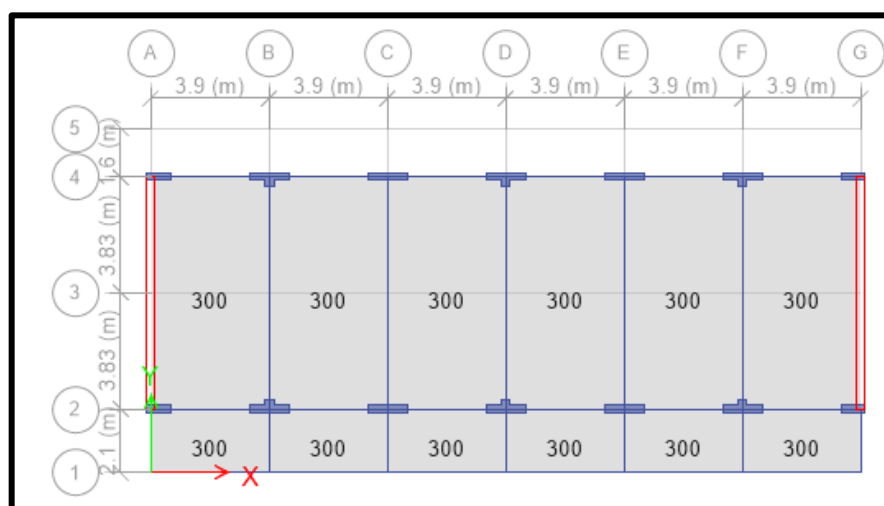


Figura 76. Carga de Peso Propio Asignada.

De la misma manera en el **Capítulo III, Artículo 6 “Carga Viva del piso”** de la Norma Técnica E – 020, contempla las cargas a considerar para la evaluación, en la Tabla específica las cargas a utilizar para **Centros de Educación**, tanto en Aulas y Corredores a continuación mostraremos la siguiente tabla.



Tabla 11. Cargas Vivas Mínimas Repartidas.

Centros de Educación.	Cargas repartidas kPa ( $\text{kg}/\text{m}^2$ ).
Aulas.	2,5 (250)
Talleres.	3,5 (350) ver 6.4
Auditorios, gimnasios, etc.	De acuerdo a lugares de asambleas.
Laboratorios.	3,0 (300)
Corredores y escaleras.	4,0 (400)

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E – 020 “Cargas”.

De la misma manera en la figura 77 se puede observar las cargas asignadas para un patrón de carga viva como fue detallado en la tabla anterior tanto para aulas y corredores como son  $250 \text{ kg}/\text{m}^2$  y  $400 \text{ kg}/\text{m}^2$  respectivamente, de la misma manera fueron asignadas en todas las losas de los diferentes niveles.

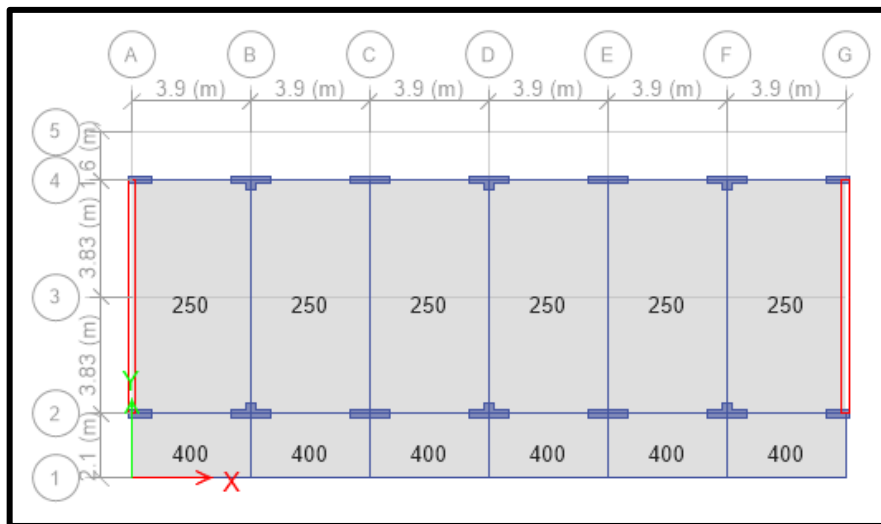


Figura 77. Asignación de Sobrecarga Según Tabla.

Para la figura 67 se puede observar las cargas asignadas para un patrón de carga de Acabados el cual es de  $150 \text{ kg}/\text{m}^2$  estos pesos fueron asignados en todas las losas aligeradas en el patrón de carga Peso Propio.

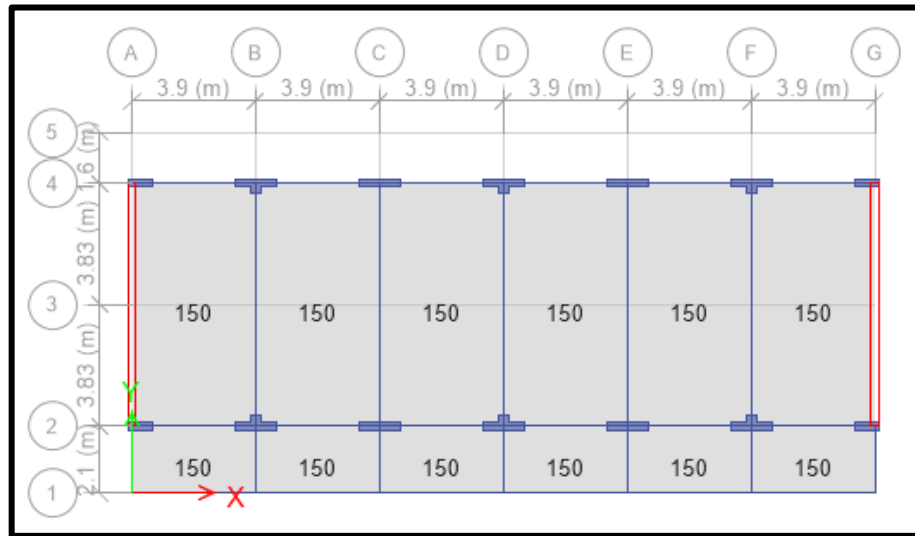


Figura 78. Carga de Acabados Asignada.

**b) Cargas asignadas en Vigas debido a la albañilería (kg/m).**

Una vez de haber realizado el metrado de cargas para ver la fuerza distribuida actuante tanto en las vigas principales como en las secundarias, se asignará está en cada elemento ya mencionado como muestra la siguiente figura.

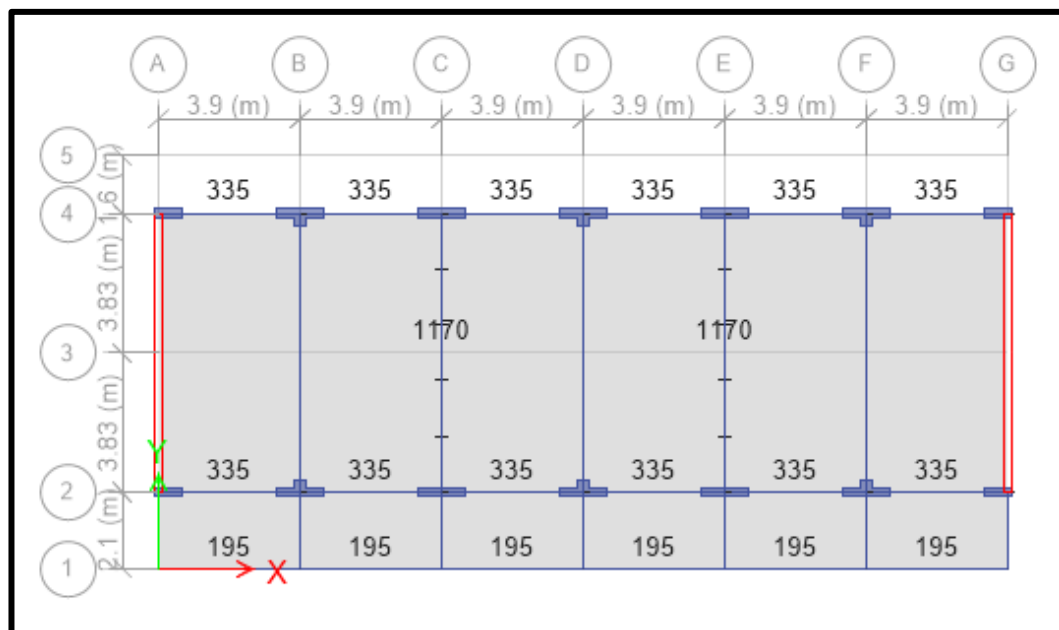


Figura 79. Carga de Peso por Albañilería Asignada.

#### 4.2.18 Verificación de Errores en el modelo.

Una vez culminado de haber modelado la Estructura, haber creado los elementos estructurales, de la misma manera haber asignado ya todas las propiedades, tanto como Patrones de Carga, Casos de Carga, Combinaciones de cargas, Masas, y haberlas asignado en cada elemento estructural, el siguiente paso será la verificación del modelo, corroborar que no existe algún inconveniente con todo lo desarrollado hasta el momento, para lo cual no dirigimos a Analizar y Chequear el Modelo.

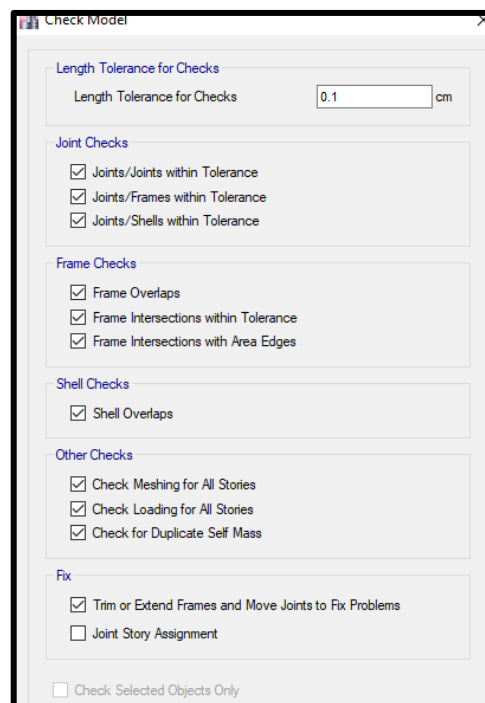


Figura 80. Verificación de Error en el Modelo.

Como se puede apreciar en la figura siguiente, al realizar la verificación del modelo conseguimos un cuadro de advertencia, el cual nos indica que el modelo que se estamos desarrollando no presenta errores, por lo cual podemos continuar con el análisis y evaluación del mismo.

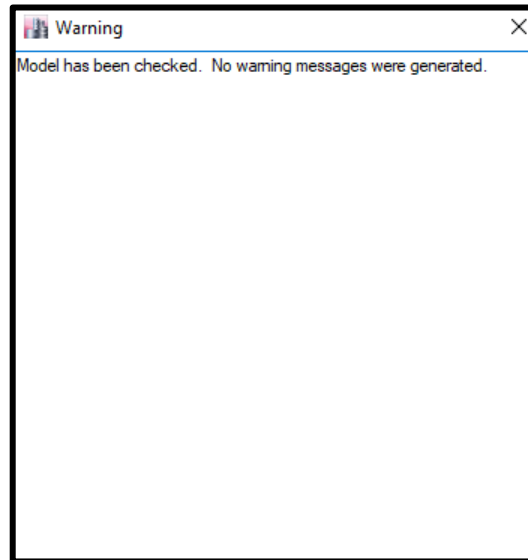


Figura 81. Estado de Modelo Chequeado sin Advertencia de Errores.

#### 4.2.19 Correr el programa.

Una vez realizado todos estos pasos, para realizar todo el análisis sísmico y encontrar resultados de la estructura, el siguiente paso será correr el programa con todos los casos de cargas activados como se observa en la figura 77.

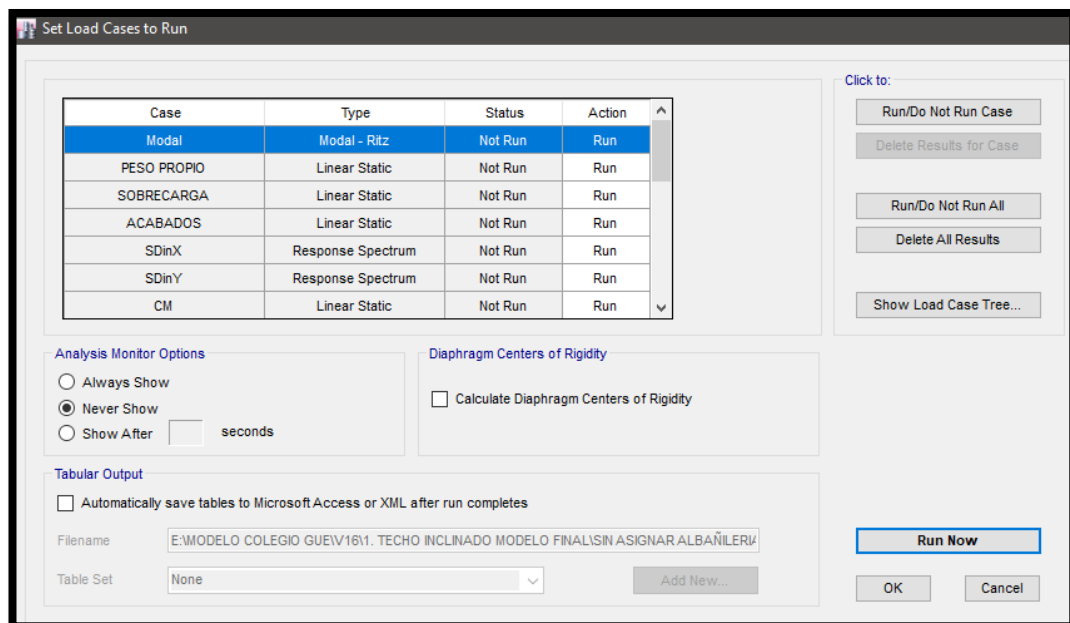


Figura 82. Establecer Casos de Carga para Ejecutar.

### **4.3 ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO (PUSH OVER).**

#### **4.3.1 Generalidades.**

El análisis no lineal estático (Pushover), consiste esencialmente en un empuje lateral incremental hasta que este haga llegar al colapso. En este capítulo se podrá observar la intervención de la capacidad de la estructura mediante la Curva de Capacidad, esta se define entre la relación de las Fuerzas Laterales con los Desplazamientos. Este empuje de cargas laterales se distribuye equitativamente y progresivamente en la altura del edificio, mediante un patrón de carga definido.

Es muy importante también destacar que las cargas se apliquen en los nodos laterales del modelo, o también en el diafragma de este. Estas fuerzas son monótonas crecientes, que irán incrementándose en proporción constante, y controlando el desplazamiento en el punto de control asignado por conveniente en la parte superior del edificio hasta que este pueda alcanzar un nivel considerable de deformación esperada. También este método de análisis no lineal (Pushover) nos permitirá realizar el rastreo de la secuencia de rendimiento y el fracaso en el miembro y los niveles de la estructura, así como el progreso general que define la curva de Capacidad. **(Peralta A, 2012).**

#### **4.3.2 Modelo matemático no lineal (Pushover).**

Este método Pushover, es un método estático que incorpora netamente características de materiales no lineales.

Este modelo matemático de la construcción, incluye todos los miembros resistentes a un patrón de fuerzas laterales significativos, también está sujeta a un control monotónico incrementar dicho patrón, hasta un objetivo determinado se llega a un desplazamiento determinado.

Este termino de análisis Pushover describe una variación moderna del método clásico de análisis de colapso, como apropiadamente descrito por (Kunnath, 2004).

El método refiere a un procedimiento de análisis mediante una solución iterativa incremental de las ecuaciones de equilibrio estático se lleva a cabo para así

poder obtener la respuesta de la estructura sometida y así aumentar el patrón de carga lateral sobre ella. La resistencia estructural evaluada y la matriz rigidez se actualizará en cada incremento realizado, hasta así llegar a la convergencia.

La solución procede hasta que (i) se alcance un estado límite de rendimiento predefinido, (ii) el colapso de la estructura sea incipiente o (iii) el programa no pueda converger. De esta manera obtendremos la curva de capacidad que resulta ser el desplazamiento vs cortante en la base.

La curva de capacidad representa un estado de esfuerzo efectivo y equilibrado de la estructura, es decir un estado de deformación que tiene correspondencia directa con el vector de fuerza externa aplicada.

#### **4.3.3 Procedimiento del análisis Estático No Lineal (NSP) o análisis Pushover (POA).**

El procedimiento de Análisis Estático No Lineal o también llamado Pushover, es una herramienta en la que el modelo computacional de cierta estructura está sometida a fuerzas laterales, que a su vez representa fuerzas de inercia relativas generadas en ubicaciones de masa. La fuerza de la carga aumenta relativamente, es decir la estructura se “empuja” y la secuencia de grietas, formaciones de rotulas plásticas, deformaciones, desplazamientos y la carga a la que fallan los diversos componentes estructurales y se registra en función de la carga lateral creciente. Este procedimiento incremental continuara hasta un límite de desplazamiento.

##### **4.3.3.1 Antecedentes del método Pushover.**

El presente método no tiene cierta base teórica estricta. Principalmente se basa suponiendo en la respuesta de la estructura que estará contralada por el primer modo de vibración que a su vez permanece constante a lo largo de la respuesta elástica e inelástica de la estructura. Esto nos proporcionará una base para poder transformar un modelo dinámico a un modelo estático que teóricamente será defectuoso. Además, la respuesta de una estructura con un Sistema de Varios Grados de Libertad **MDOF** estará vinculada con la respuesta de un Sistema de Un

Grado de Libertad **SDOF** equivalente, **ESDOF** Para poder tener una idea sobre estos conceptos, la figura 72 nos ilustrará a más detalle.

El movimiento inducido por un terremoto de un Sistema de varios grados de libertad MDOF elástico o inelástico se puede derivar de su ecuación diferencial gobernante:

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + \{F\} = -[M]\{\mathbf{1}\}\ddot{u}_g \quad \dots 1$$

Donde:

$[M]$  : Matriz de masa.

$[C]$  : Matriz de amortiguamiento.

$\{F\}$  : Vector de fuerza de piso.

$\{\mathbf{1}\}$  : Vector de influencia caracterizado de las masas donde una unidad de desplazamiento es estáticamente aplicada.

$\ddot{u}_g$  : Aceleración del suelo.

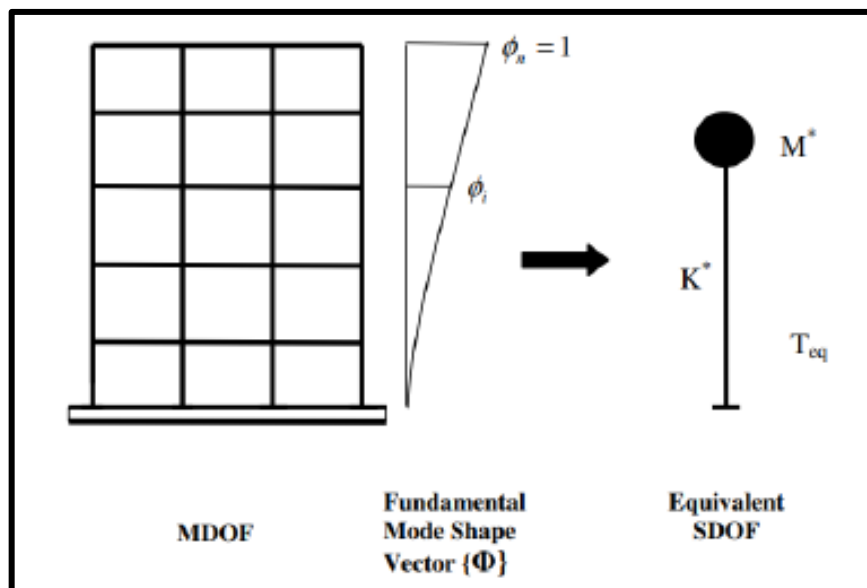


Figura 83. Diagrama Conceptual de Transformación de MDOF a sistema SDOF.  
(Fuente: Aguiar, 2003).

Asumiendo un único vector de forma,  $\{\phi\}$ , que no es una función del tiempo y que define un vector desplazamiento relativo  $U$ , (MDOF) como  $U = \{\phi\} \mathbf{u}_t$ , donde  $u_t$  denota el desplazamiento superior de techo, la ecuación diferencial gobernante (MDOF) será transformado a:

$$[M]\{\phi\}\ddot{\mathbf{u}}_t + [C]\{\phi\}\dot{\mathbf{u}}_t + \{F\} = -[M]\{1\}\ddot{u}_g \quad \dots 2$$

Si el desplazamiento de referencia  $\mathbf{u}^*$  del sistema de un grado de libertad (SDOF) se define como:

$$\mathbf{u}^* = \frac{\{\phi\}^T [M] \{\phi\} \mathbf{u}_t}{\{\phi\}^T [M] \{1\}} \quad \dots 3$$

Al pre multiplicar la ecuación 2 por  $\{\phi\}^T$  y sustituyendo por  $\mathbf{u}_t$  usando la ecuación (3) la siguiente ecuación diferencial describirá la respuesta del sistema ESDOF:

$$M^* \ddot{\mathbf{u}}^* + C^* \dot{\mathbf{u}}^* + F^* = -M^* \ddot{u}_g \quad \dots 4$$

Donde:

$$M^* : \{\phi\}^T [M] \{1\} \quad \dots 5$$

$$C^* : \{\phi\}^T [C] \{\phi\} \frac{\{\phi\}^T [M] \{1\}}{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}} \quad \dots 6$$

$$F^* : \{\phi\}^T [F] \quad \dots 7$$

Una vez culminado con los antecedentes del análisis no lineal Pushover podemos llevar a cabo el análisis incremental no lineal de la estructura con sistema de varios grados de libertad (MDOF), y será posible determinar las características tanto fuerza como deformación del sistema ESDOF. El resultado del análisis de la estructura MDOF será el diagrama de Cortante en la Base, ( $V_b$ ) vs Desplazamiento en el punto a controlar  $\mathbf{u}_t$ , la curva global de desplazamiento de fuerza o la curva de Capacidad de la Estructura, figura. Esta curva de capacidad nos proporcionará



información valiosa sobre el comportamiento y respuesta de la estructura ya que se aproximará cómo se comportará después de exceder su límite elástico.

Para simplificar la curva se idealiza como una curva bilineal a partir de la cual el límite elástico  $V_y$ , una rigidez efectiva  $\mathbf{Ke} = \frac{V_y}{u_y}$  y una rigidez de endurecimiento reblandecimiento  $\mathbf{Ks} = \alpha \mathbf{Ke}$  son definidos.

La curva idealizada puede usarse con las ecuaciones (6) y (7) para que defina las propiedades del sistema de un grado de libertad SDOF equivalente, figura Y.

Por lo tanto, el periodo inicial  $T_{eq}$  del sistema SDOF equivalente será:

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{M^*}{K^*}} \quad \dots 8$$

Donde:

$K^*$  : Definirá la rigidez elástica del sistema SDOF y estará dado por:

$$K^* = \frac{F_y^*}{u_y^*} \quad \dots 9$$

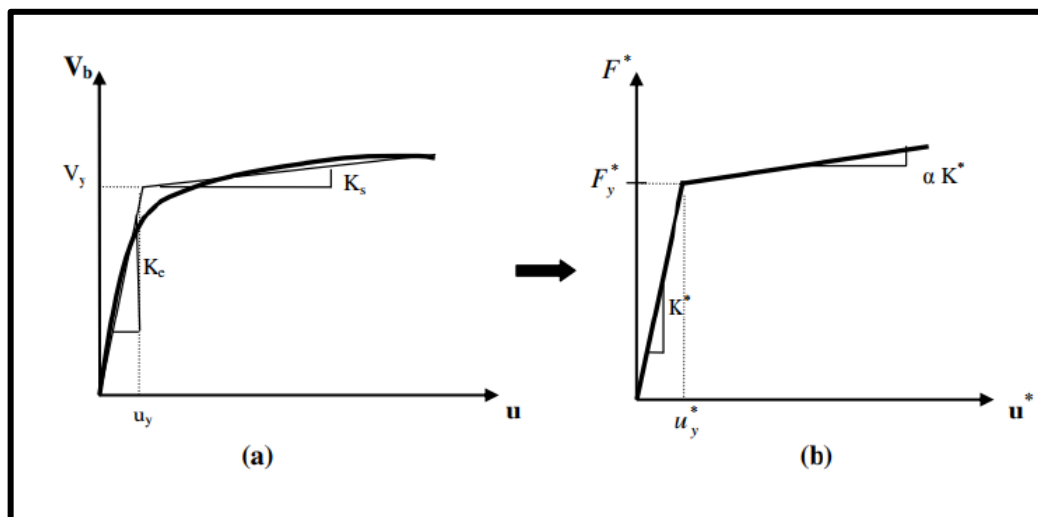


Figura 84. Curva de Capacidad para MDOF, Idealización Bilineal equivalente para un SDOF.

(Fuente: Aguiar, 2003).

#### 4.3.4 Espectro Sísmico.

Para la presente evaluación estructural de una edificación de tipo esencial que se encuentra en una categoría (A), se trabajó con un Espectro sin ningún tipo de reducción, ya que es netamente evaluación, para lo cual los desplazamientos se obtendrán directamente del software Etabs v.16.

#### 4.3.5 Carga Pseudo – Lateral.

El patrón de carga o fuerza Pseudo – lateral es una que estará en dirección horizontal dada que se determina con la siguiente ecuación:

$$V = C_1 C_2 C_m S_a W \quad \dots 10$$

En la siguiente figura podemos observar el concepto de esta carga Pseudo – lateral. En el eje de desplazamiento se tiene el desplazamiento máximo ( $\delta_{TARGET}$ ) que intersecta a la curva de la respuesta inelástica actual (curva de capacidad). Estas mismas representan a la recta con rigidez elástica inicial  $K_i$  (no considera agrietamiento en los componentes de la estructura), y a la recta con rigidez elástica  $K_e$  (considera el agrietamiento en los componentes de la estructura) que podrán utilizarse en un análisis lineal o no lineal.

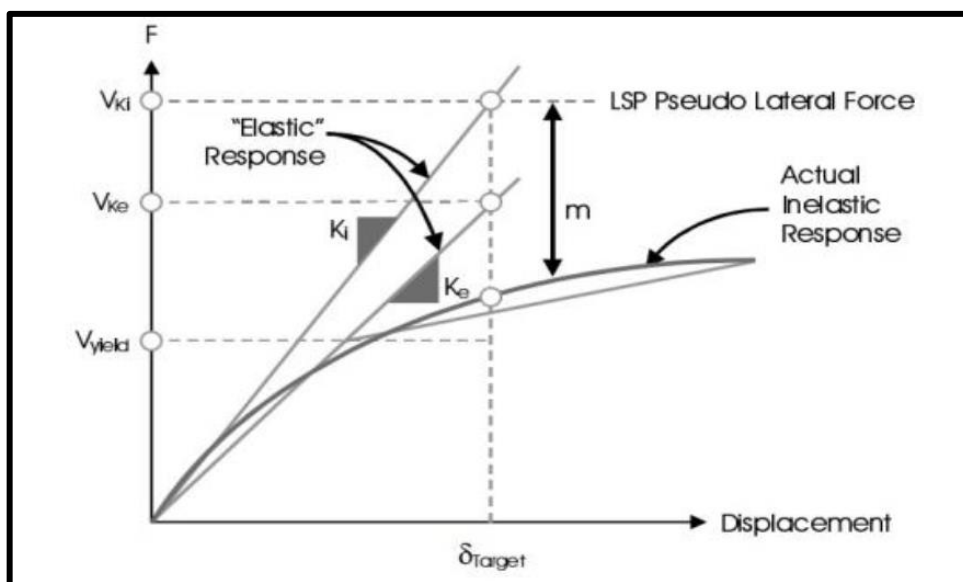


Figura 85. Representación del Procedimiento Estático Lineal.  
(Fuente: Toledo, 2011).

La carga Pseudo – lateral nos brindara el desplazamiento máximo utilizando la rigidez inicial de la estructura.

En la figura se observa la fuerza cortante de fluencia de la estructura, marcando así el inicio del rango plástico, esta fuerza y desplazamiento que le corresponde se pueden aproximar con un análisis modal espectral considerando secciones agrietadas y usando el primer modo de vibración fundamental correspondiente a la dirección del análisis. Ubicado en su punto de fluencia se puede trazar una curva bilineal de la respuesta inelástica.

**a)  $C_I$ : Factor de Modificación relacionado al desplazamiento inelástico máximo esperado.**

Para periodos menores a 0.2 seg.  $C_I$  no necesita ser mayor que el valor que resulta para un periodo de  $T = 0.2$  seg. Para periodos mayores a 1.0 seg, el valor de  $C_I = 1.0$ , para hallar  $C_I$  se realiza con la siguiente ecuación:

$$C_I = 1 + \frac{R-1}{aT^2} \quad \dots 11$$

Donde:

a : Factor a la categoría, siendo 130 para las categorías A y B, 90 para la categoría C y 60 para la categoría D.

R : La relación de resistencia con la capacidad elástica al corte en la base sustituida por la resistencia de fluencia al corte,  $V_y$ .

**b)  $C_2$ : Factor de modificación para representar el efecto de la forma histerética apretada, degradación de la rigidez cíclica y el deterioro de la resistencia en la respuesta de desplazamiento máximo.**

Para periodos mayores a  $T = 0.7$  seg,  $C_2 = 1$ . La ecuación para determinar  $C_2$  es la siguiente:

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left( \frac{R-1}{T} \right)^2 \quad \dots 12$$

**c)  $C_m$ : Factor de masa efectiva.**

El factor de masa efectiva toma en cuenta los efectos de participación de masa de los modos elevados. Si el periodo T es mayor a 1.0 seg,  $C_m = 1$ .

**d)  $S_a$ : Factor de masa efectiva.**

Este valor es obtenido directamente del espectro de respuesta usando los periodos fundamentales en cada dirección para las secciones no agrietadas.

$$V_{KX} = C_1 C_2 C_m S_{aX} W$$

$$V_{KY} = C_1 C_2 C_m S_{aY} W$$

#### 4.3.6 Distribución Vertical de la Carga Pseudo – Lateral.

Según el ASCE/SEI 41-06 sección 3.3.1.3.2, la carga pseudo – lateral ( $F_x$ ), aplicada en cada piso será determinada por la siguiente ecuación:

$$F_x = C_{vx} V$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

Donde:

$C_{vx}$  : Factor de distribución vertical.

$V$  : Fuerza pseudo – lateral.

$w_i$  y  $w_x$  : Porción del peso efectivo sísmico total de la estructura localizada o signada al nivel i o x.

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

$k$  : Exponente relativo al periodo de la estructura  $k = 1$  para estructuras que tienen un periodo de 0.5seg o menos;  $k = 2$  para estructuras que tienen un periodo mayor a los 2.5seg; para estructuras que tengan un periodo entre 0.5seg y 2.5seg el valor de  $k = 2$  o deberá determinarse por interpolación lineal entre 1 y 2.

#### 4.3.7 Capacidad Estructural.

Para poder conseguir la curva de capacidad, misma que representará el comportamiento de la estructura ante fuerzas laterales, se tendrá que realizar un análisis estático no lineal Pushover.

##### 4.3.7.1 Análisis de acciones incrementales.

En el análisis estático no lineal Pushover la estructura es sometida a un patrón de cargas laterales a su vez estas son incrementadas de manera monotónicamente hasta alcanzar la capacidad máxima de desplazamientos de la estructura.

Para elaborar el patrón de cargas laterales estas podrán ser de tipo uniformes, triangulares o parabólicas, como se observa en la siguiente figura.

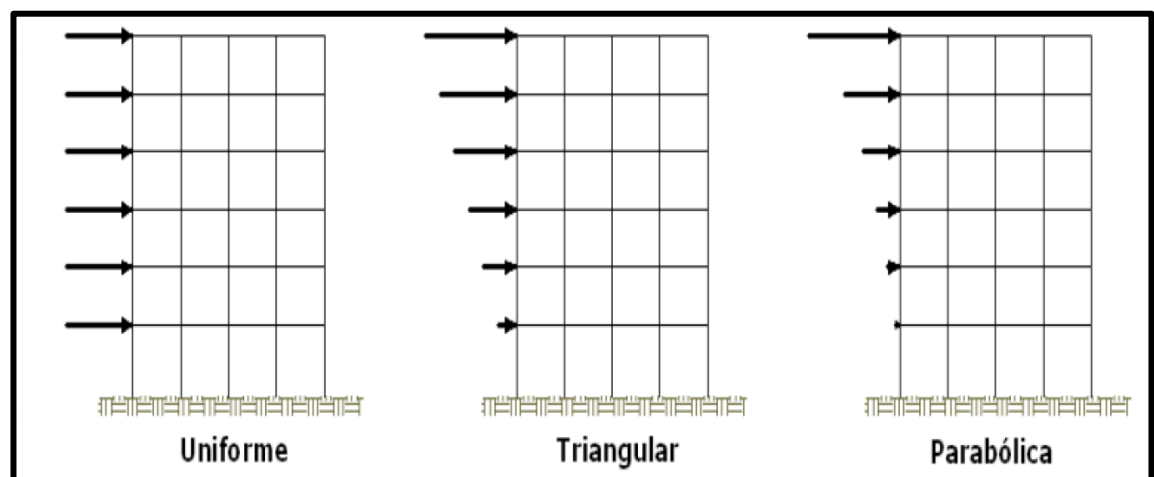


Figura 86. Distribución de Cargas Laterales.  
(Fuente: Navarro & Fernández, 2006).

El proceso de un análisis de fuerzas incrementales es controlado por un nodo determinado (generalmente está en la parte superior del edificio).

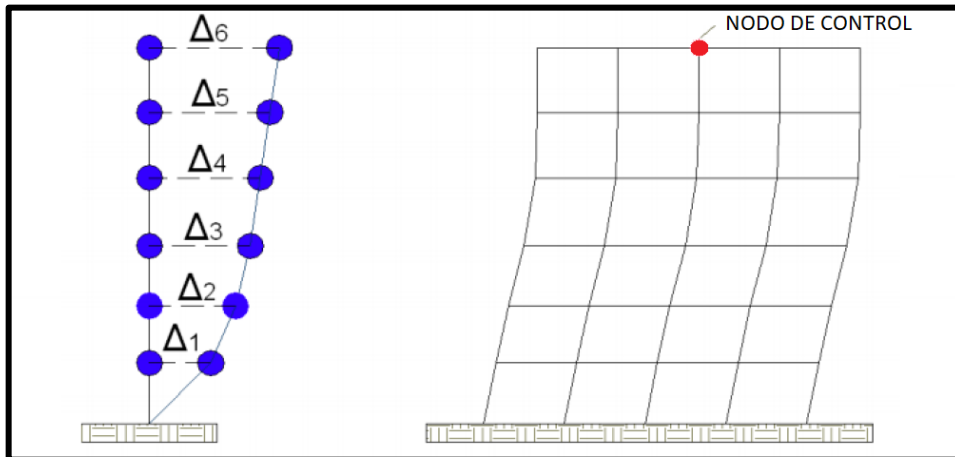


Figura 87. Patrón de Desplazamiento y Nodo de Control en el Edificio.

Durante el proceso de fuerzas incrementales, el desplazamiento ( $D_t$ ) en la parte superior de la estructura ira aumentando y de la misma manera se irán registrando los valores de la fuerza cortante ( $V$ ) en la base de la estructura hasta alcanzar el desplazamiento lateral máximo esperado.

Como este resultado del análisis incremental o Pushover obtendremos la Curva Fuerza – Desplazamiento ( $V - D_t$ ), también denominada Curva de capacidad, la siguiente figura detalle el concepto realizado.

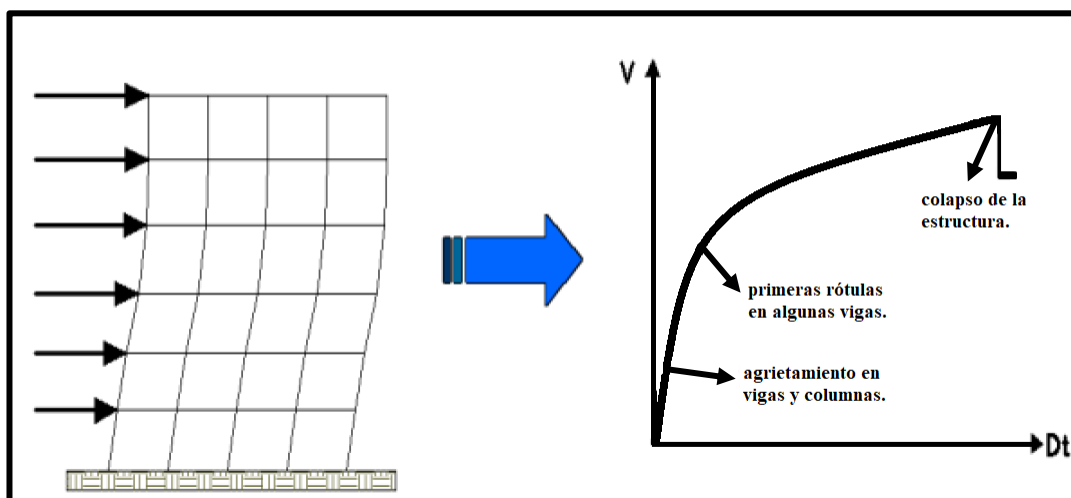


Figura 88. Representación del Pushover y la Curva de Capacidad.

#### 4.3.7.2 Fluencia efectiva y modelo bilineal.

La formación de la primera rótula nos representara el fin de la fase elástica de la estructura, sin embargo, luego de la primera rotula no se produce un cambio significativo ni inmediato en la rigidez y la resistencia lateral como se puede observar en la siguiente figura.

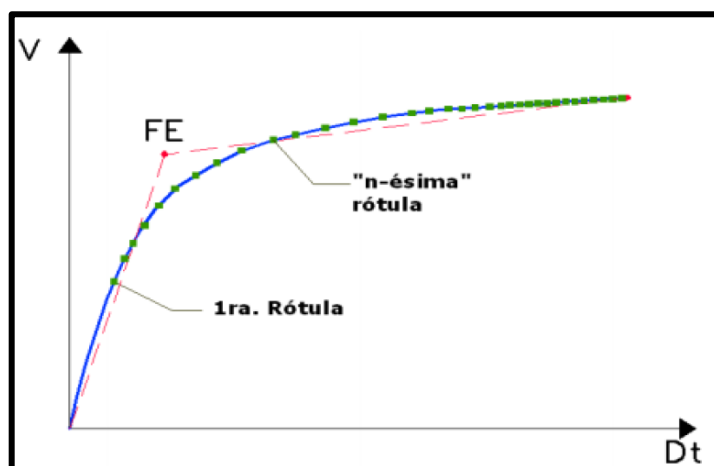


Figura 89. Aparición de Rotulas en la Curva de Capacidad.  
(Fuente: Aguiar, 2003).

Conforme el avance de rotulas son paulatinas, ira cambiando la rigidez lateral de la estructura hasta que el cambio ya es notorio y la estructura contara con una rigidez lateral significativamente menor.

Con el fin de construir modelos sencillos bilineales se deberá definir un punto de fluencia simbólico que denominaremos Fluencia Efectiva, el mismo que corresponde al encuentro de los dos segmentos bilineales.

Existen varios criterios para determinar el punto de fluencia, dos de los cuales se indican a continuación. (Navarro & Fernández, 2006).

##### 1. Criterio de las rigideces tangentes.

Se trazan dos tangentes a la curva de capacidad, una en el rango elástico y otra desde el punto de cortante máximo, como se observa en la

siguiente figura. La intersección de estas tangentes definirá el punto de fluencia efectiva FE. (Aguiar, 2003).

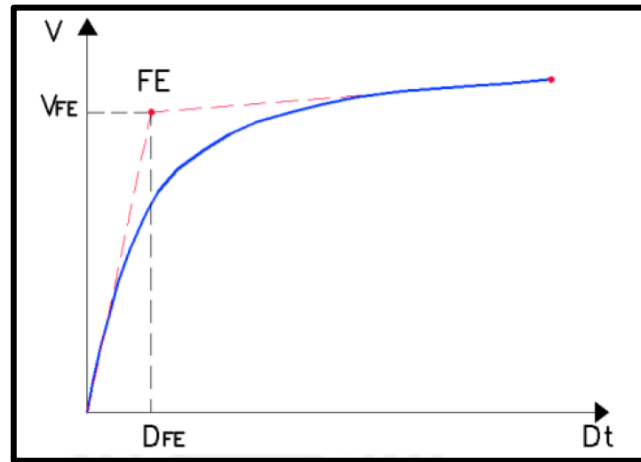


Figura 90. Criterio de las Rigideces Tangentes.  
(Fuente: Aguiar, 2003).

## 2. Criterio de las áreas iguales.

El punto de Fluencia Efectiva se determina para lograr que el área exterior e interior de la curva de capacidad, respecto al modelo bilineal se consideren aproximadamente iguales. (Aguiar, 2003). Tal como lo representa la siguiente figura.

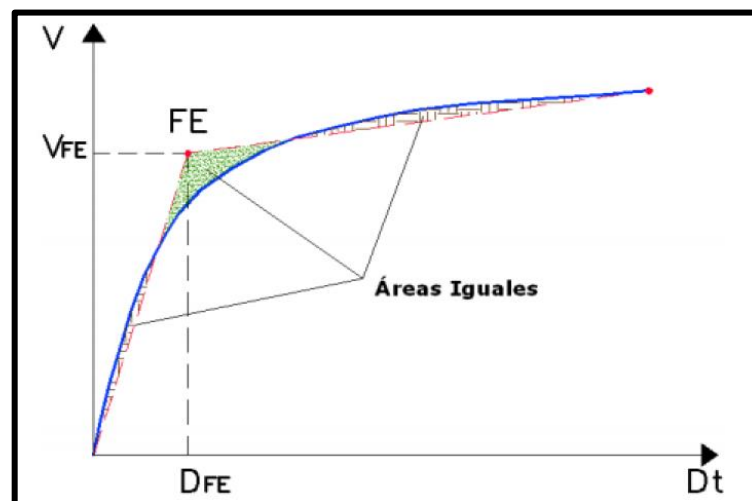


Figura 91. Criterio de las Áreas Iguales.  
(Fuente: Aguiar, 2003).



De la misma manera, el punto de Fluencia Efectiva de los diagramas momento – curvatura ( $FE_{\zeta}$ ) define la zona de curvatura elástica ( $\zeta_e$ ) e inelástica ( $\zeta_p$ ) del elemento; tal como se observa en la figura 87.

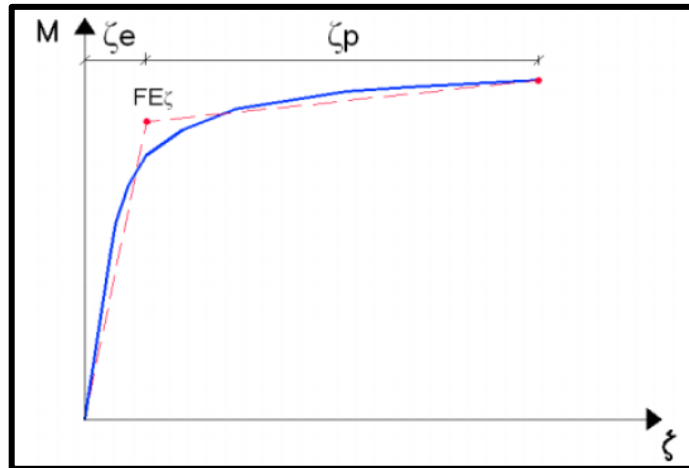


Figura 92. Curva Elástica e Inelástica de un Elemento.

#### 4.3.7.3 Demanda Sísmica en la Norma Peruana E – 030.

El espectro elástico de respuesta de aceleraciones de la Norma Peruana E – 030 corresponde a un sismo catalogado como Sismo de Diseño, determinado por los factores siguientes:

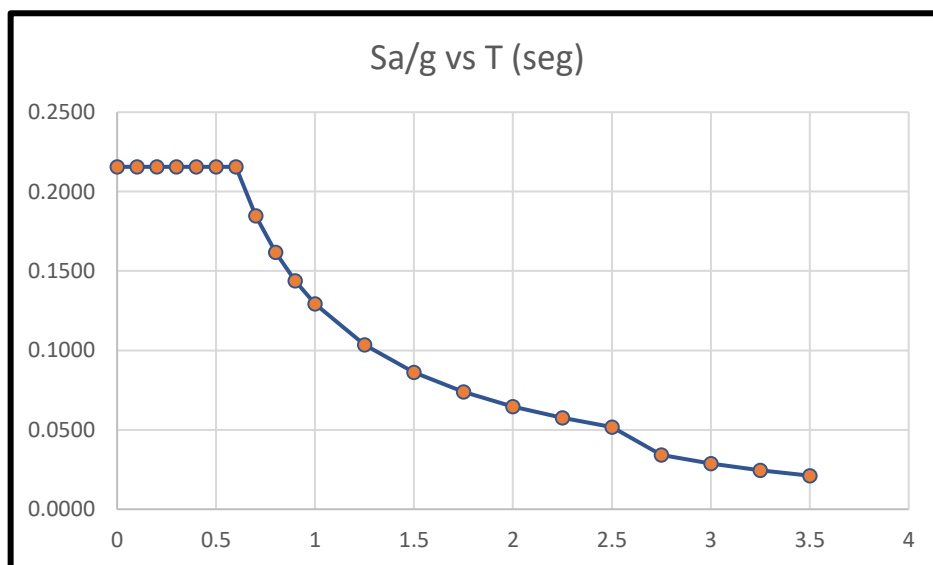


Figura 93. Espectro de Pseudo Aceleraciones según E – 030.

$$S_{a(diseño)} = \frac{Z.U.C.S.}{R} g$$

Una manera de tener un espectro elástico para un nivel de sismo catalogado como Sismo de Servicio (según ATC – 40) es considerar como 0.5 veces el sismo de diseño, por tanto, un ejemplo de Sismo de Servicio con los mismos parámetros anteriores estará dado por:

$$S_{a(diseño)} = 0.5 * \frac{Z.U.C.S.}{R} g$$

Para poder determinar rápidamente un espectro elástico para un nivel de Sismo catalogado como Sismo Máximo (según ATC – 40) es considerar como 1.25 veces el Sismo de Diseño, por tanto, un ejemplo de Sismo Máximo con los mismos parámetros anteriores estará dado por:

$$S_{a(diseño)} = 1.25 * \frac{Z.U.C.S.}{R} g$$

#### **4.3.7.4 Demanda de desplazamiento según el ATC – 40.**

Para poder obtener el punto de desempeño, se deberá seguir un procedimiento el cual consiste en los siguientes pasos:

1. Crear Espectro de Respuesta elástico reducido, con 5% de amortiguamiento apropiado para el sitio.
2. Transformar la curva de capacidad en un espectro de capacidad, insertar en un solo grafico espectro de capacidad y espectro de demanda como se muestra en la figura 89.

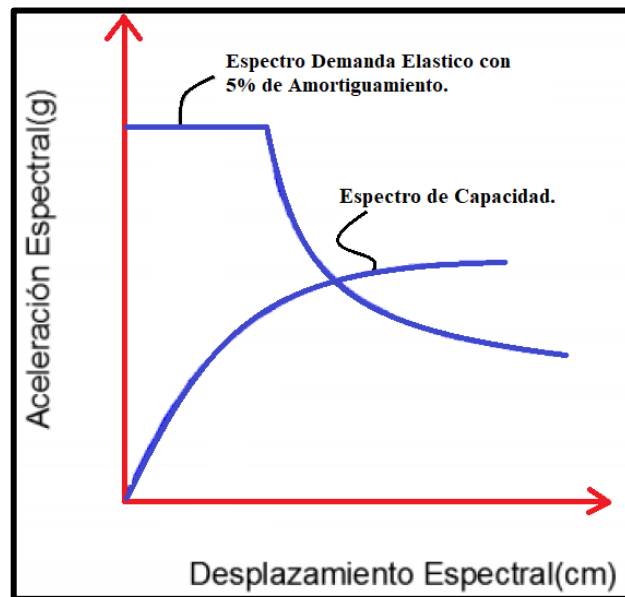


Figura 94. Curva de Capacidad y Demanda transformada a Espectro Capacidad.

3. Seleccionar un punto de desempeño tentativo.

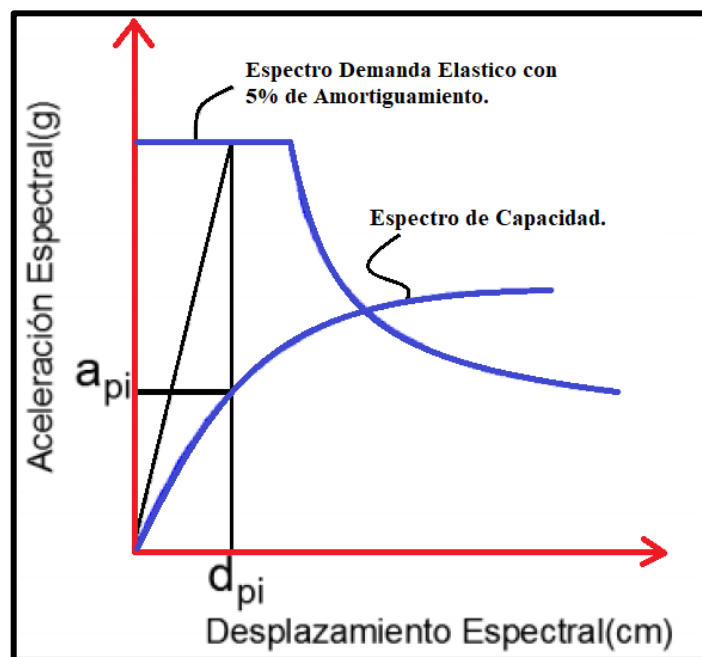


Figura 95. Intersección Proyectando la Pendiente  $a_{pi}$  y  $d_{pi}$  sobre el Espectro de Capacidad.

4. Desarrollar una representación bilineal del Espectro de Capacidad.

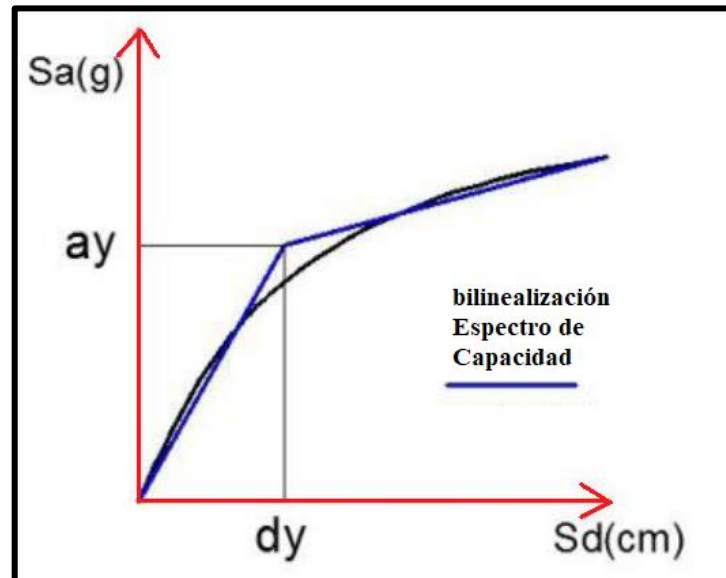


Figura 96. Representación Bilineal del Espectro de Capacidad.

5. Calcular los factores de reducción espectral  $SR_A$ ,  $SR_V$ . Luego desarrollar el espectro de demanda reducido como se observa.

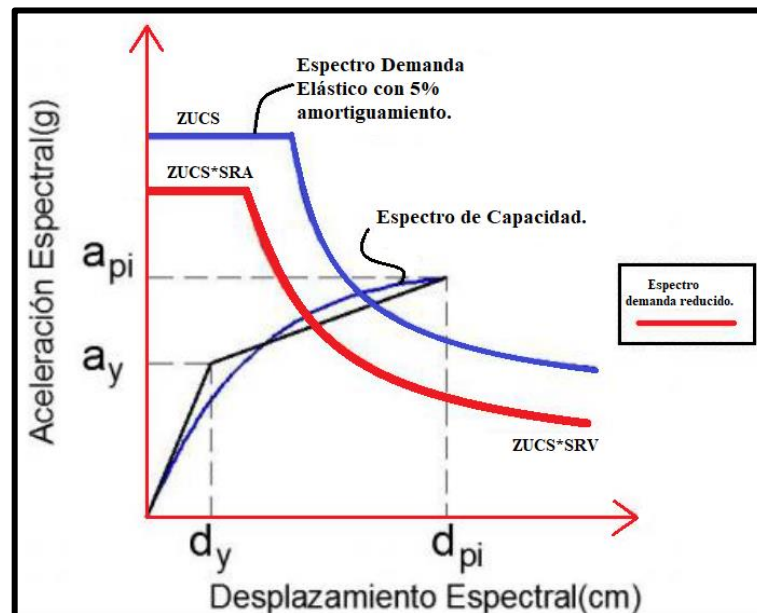


Figura 97. Espectro de Demanda Reducido a un Amortiguamiento Efectivo.

6. Determinar si el espectro de demanda interseca al espectro de capacidad en el punto  $(a_{pi}, d_{pi})$ , o si el desplazamiento  $d_i$ , en que el espectro de demanda interseca el espectro de capacidad, está dentro de la tolerancia aceptable  $0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi}$

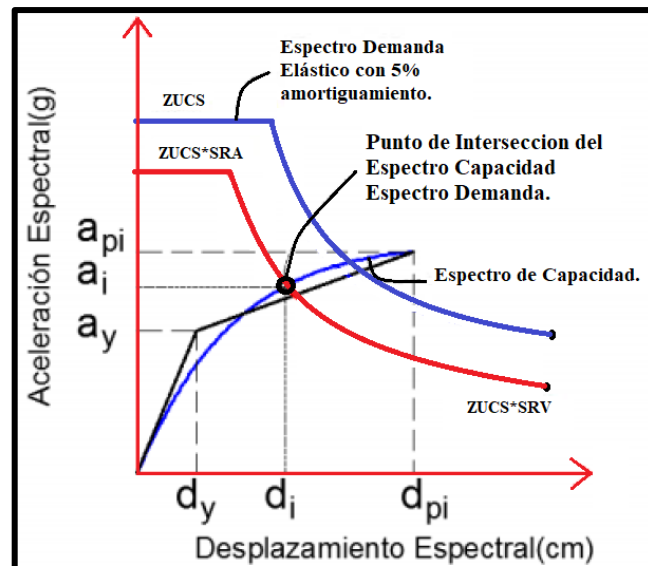


Figura 98. Punto de Intersección del Espectro de Demanda Reducido con el Espectro de Capacidad Espectral.

Donde:

$a_{pi}, d_{pi}$  : Punto de desempeño tentativo.

$d_i$  : Desplazamiento en el punto de intersección de la curva de capacidad y el espectro de demanda recudido.

Nota:

El punto de desempeño  $(a_{pi}, d_{pi})$  es aceptable si:

$$0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi}$$

El punto de desempeño representa el desplazamiento estructural máximo esperado para una demanda de terremoto especificada.

7. Si el espectro de demanda no interseca el espectro de capacidad dentro de la tolerancia, entonces seleccionar un nuevo punto ( $api$ ,  $dpi$ ) y regresar al paso 4. Un nuevo punto ( $api$ ,  $dpi$ ) puede ser el punto de intersección determinado en el paso 6.
8. Si el espectro de demanda interseca el espectro de capacidad dentro de la tolerancia aceptable, entonces el punto de desempeño ( $api$ ,  $dpi$ ) es el punto de desempeño ( $api$ ,  $dpi$ ), y representa el desplazamiento estructural máximo esperado para el terremoto de demanda.

#### **4.3.7.6 Demanda de desplazamiento según FEMA – 356.**

El método del coeficiente de desplazamiento provee un proceso numérico directo para calcular la demanda de desplazamiento. No se requiere convertir la curva de capacidad a coordenadas espectrales. Este método se limita a estructuras regulares y no sean tan afectados apreciablemente por los modos superiores ni por torsión.

Para poder obtener el punto de desempeño, se deberá seguir un procedimiento el cual consiste en los siguientes pasos:

1. Realizar una representación bilineal de la curva de capacidad como indica a continuación.
  - Dibujar la rigidez post – elástica,  $K_s$ , para representar una rigidez promedio en el rango en que la resistencia de la estructura disminuye por incursiones inelásticas de sus elementos.
  - Dibujar la rigidez elástica efectiva,  $K_e$ , haciendo una línea secante pasando por el punto de la curva de capacidad correspondiente a un cortante basal de  $0.6V_y$ , donde se define por la intersección de las líneas de  $K_e$  y  $K_s$ .

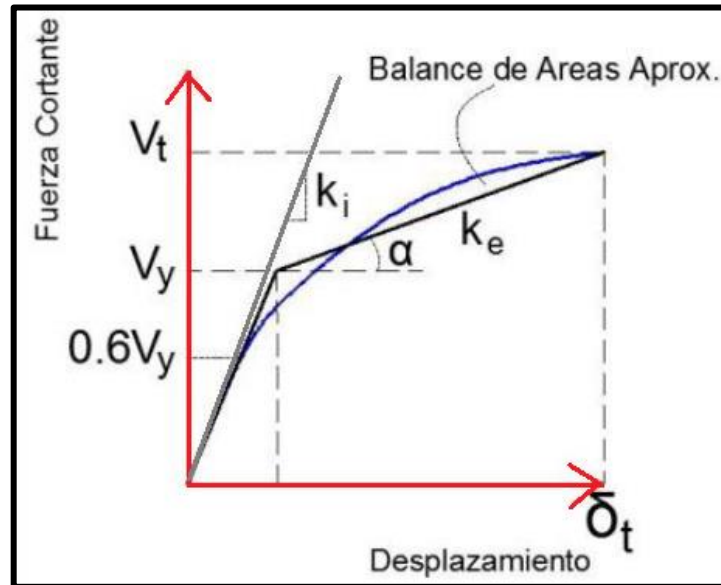


Figura 99. Bilinealización de la Curva de Capacidad.

2. Calcular el periodo fundamental efectivo ( $T_e$ ).

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

Donde:

$T_i$  : Periodo fundamental elástico (segundos) en la dirección considerada calculada por un análisis dinámico elástico.

$K_i$  : Rigidez lateral elástica de la estructura en la dirección considerada.

$K_e$  : Rigidez lateral efectiva de la estructura en la dirección considerada.

Calculo del desplazamiento  $\delta$ :

$$\delta = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2}$$

Donde:

$T_e$  : Periodo fundamental efectivo, hallado del paso 2.

$C_0$  : Factor de modificación que relaciona el desplazamiento de un sistema de un grado de libertad (desplazamiento espectral) y el probable desplazamiento del nivel más alto de la estructura que es un sistema de múltiples grados de libertad, este factor puede ser calculado por una de las siguientes formas:

El factor de participación modal en el nivel del techo calculado usando el vector de forma de modo del edificio en el desplazamiento de desempeño (estructura con rotulas).

Usando el valor de la siguiente tabla.

Tabla 12. Valores para el Factor  $C_0$ .

Número de pisos	Factor de Modificación
1	1
2	1.2
3	1.3
5	1.4
10	1.5

Fuente: FEMA 356.

$C_1$  : Factor de modificación que relaciona el desplazamiento inelástico máximo esperado al desplazamiento calculado para una respuesta lineal elástica.

$$C_1 = 1, \text{ para } T_e \geq T_0$$

$$C_1 = \frac{[1.0 + (R-1)\frac{T_0}{T_e}]}{R}, \text{ para } T_e < T_0, C_1 \text{ no debe ser mayor que } 2, \text{ para } T_e < 0.1 \text{ seg.}$$

$T_0$  : Periodo característico del espectro de respuesta.

$$R = \frac{\frac{Sa}{g}}{\frac{V_y}{W}} \frac{1}{C_0}$$



$C_2$  : Factor de modificación que representa el efecto de la forma de histéresis sobre la respuesta de máximo desplazamiento. Los valores se toman de la siguiente tabla:

Tabla 13. Valores para el Factor de Modificación.  $C_2$ .

Nivel de comportamiento Estructural	$T \leq 0.1\text{seg}$ (***)		$T \geq T_0$ (***)	
	Pórticos Tipo 1 (*)	Pórticos Tipo 2 (**)	Pórticos Tipo 1 (*)	Pórticos Tipo 2 (**)
Ocupación inmediata	1.0	1.0	1.0	1.0
Seguridad de vida	1.3	1.0	1.1	1.0
Prevención de riesgos	1.5	1.0	1.2	1.0

Fuente: FEMA 356.

(\*) : Estructuras en el que más del 30% de la fuerza cortante en cualquier nivel es resistido por componentes o elementos cuya resistencia y rigidez pueden deteriorarse durante el sismo de diseño.

(\*\*) : Todos los pórticos no asignados al pórtico tipo 1.

(\*\*\*) : Valores intermedios de T pueden hallarse por interpolación lineal.

$C_3$  : Factor de modificación que representa el incremento de desplazamiento debido a efectos de segundo orden. Para estructuras con rigidez positiva post – elástica  $C_3$  puede tomarse igual a 1.0. Para estructuras con rigidez post – elástica negativa  $C_3$  puede ser calculado como:

$$C_3 = 1 + \frac{|\alpha|}{T_e} (R - 1)^{a/2}$$

Dónde: R y T se define arriba y  $\alpha$  es una constante de proporcionalidad entre la rigidez post – elástica a la rigidez elástica.

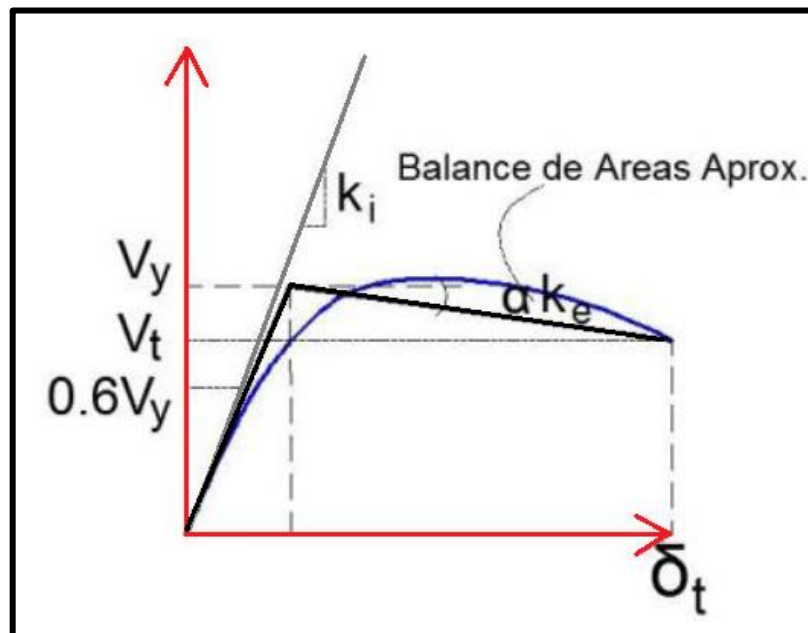


Figura 100. Pendiente Negativa de la Rigidez Post – Elástica.  
(Fuente: Guerra & Ortiz, 2012).

#### 4.3.7.7 Niveles de Desempeño.

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

##### 4.3.7.7.1 Niveles de Desempeño Estructural.

Están definidos mediante un nombre y un número, a este último se le llama número de desempeño estructural, y se abrevia **SP- n** (SP: *Structural Performance*), donde **n** es el numero designado. Esta clasificación se presenta a continuación.

##### - **SP – 1 Ocupación Inmediata.**

Estado post – sismo en el cual **ha ocurrido un daño muy limitado**. Los sistemas básicos de resistencia a carga vertical y lateral mantienen casi todas sus características y capacidades pre – sismo. Se desprecia el riesgo a lesiones potencialmente mortales por falla estructural y la estructura es segura para su egreso, ingreso y ocupación.

- **SP – 2 Control de Daño.**

Es el estado de daño entre el **nivel de Ocupación Inmediata**, y el **nivel de Seguridad de Vida**. Aplicable a situaciones en las que se desea limitar el daño estructural más allá del nivel de Seguridad de Vida, sin requerir la Inmediata Ocupación. Ejemplos para este caso serían la protección de edificios históricos, arquitecturas importantes o contenidos valiosos.

- **SP – 3 Seguridad.**

Estado post – sismo en el cual **pudo haber ocurrido un daño significativo con algún margen remanente contra el colapso total o parcial de la estructura**. Aunque pueden ocurrir lesiones menores en las personas durante el evento sísmico, y el riesgo a lesiones mortales es muy bajo. Se espera que sea necesario llevar a cabo reparaciones estructurales extensas previas a la ocupación de la estructura, aunque el daño no siempre será económicamente reparable. Se pretende que este nivel de desempeño sea menor al desempeño esperado de edificios nuevos que cumplan con las normativas de diseño sismorresistente.

- **SP – 4 Seguridad Limitada.**

Es el estado de daño entre el **nivel de Seguridad de Vida** y el **nivel de Estabilidad Estructural**. Aplicable a situaciones en las que una rehabilitación podría no cumplir con todos los requerimientos estructurales para el nivel de Seguridad de Vida, pero es mejor que el nivel de Estabilidad Estructural.

- **SP – 5 Estabilidad estructural.**

Corresponde al estado post – sismo límite de daño, en el cual **el sistema estructural está al borde de experimentar el colapso parcial o total**. Ha ocurrido un daño substancial, incluyendo degradación significativa potencial de la resistencia y rigidez del sistema resistente a carga lateral. Sin

embargo, todos los componentes del sistema resistente a carga gravitacional continúan trabajando. Aunque la edificación mantiene su estabilidad global, puede existir un riesgo considerable de lesiones debidas a derrumbes de elementos, o si existiesen replicas sísmicas, estaría propensa al colapso. Debe esperar que una reparación estructural considerable sea necesario antes de su reocupación. En edificaciones muy antiguas, puede que no exista posibilidad técnica o económica de reparación.

- **SP – 6 No considerado.**

Este no es un nivel de desempeño, pero proporciona un estado para situaciones en las que se lleva a cabo solo una evaluación o adecuación sísmica a miembros no estructurales.

**4.3.7.7.2 Niveles de Desempeño No Estructural.**

Se definen mediante un nombre y una letra, esta última llamada letra de desempeño no estructural, y se abrevia mediante **NP – n** (NP: *Nonstructural Performance*), siendo n la letra designada.

- **NP – A Operacional.**

Estado post – sismo donde **todos los elementos y sistemas no estructurales están generalmente en su sitio y funcionando**. Aunque se espere alguna alteración y limpieza posterior, todos los equipos y maquinarias deben continuar trabajando. Sin embargo, puede que se requiera la reparación de instalaciones exteriores. Deben preverse planes de contingencia para lidiar con posibles dificultades en la comunicación externa, transporte y disponibilidad de suministros.

- **NP – B Ocupación Inmediata.**

Estado post – sismo en el que elementos y sistemas no estructurales permanecen generalmente en su sitio. **Debe esperarse alteración y limpieza posterior**, particularmente debido a daño o movimiento de cosas. Aunque los equipos y maquinarias estén debidamente anclados o sujetos,

no se considera su funcionalidad luego del evento. Todos los suministros externos pueden no estar en su sitio. **La seguridad no debe verse afectada.**

- **NP – C Seguridad de Vida.**

Estado post – sismo que podría incluir un **daño considerable a componentes y sistemas no estructurales**, pero no debe ocurrir algún colapso o caída de elementos lo suficientemente pesados como para causar lesiones graves dentro o fuera de la edificación. No se espera que existan riesgos secundarios por roturas en tuberías de alta presión, tóxicas o de extinción de incendios. Los sistemas equipos y maquinaria no estructurales no funcionarían sin reemplazo o reparación. Si bien pueden ocurrir lesiones durante el sismo, el riesgo de que sean potencialmente mortales por este tipo de daño es muy bajo.

- **NP – D Amenaza Reducida.**

Estado de daño post – sismo en el que se espera un **daño extenso a componentes y sistemas no estructurales**, pero sin ocurrencia del colapso o caída de objetos grandes y pesados causantes de lesiones importantes a grupos de personas, como parapetos, mampostería, paredes exteriores, o techos pesados. Si bien pueden ocurrir lesiones graves aisladas, el riesgo de falla que conlleve poner en riesgo a un gran número de personas dentro o fuera del edificio es muy bajo.

- **NP – E No Considerado.**

**No se evalúan elementos no estructurales**, distintos a aquellos que tengan un efecto en la respuesta no estructural. No es un nivel de desempeño, pero **proporciona una designación** al caso en el que los elementos no estructurales no son considerados a menos que afecten directamente a la respuesta estructural, como paredes de mampostería rellenas, o alguna otra tabiquería pesada.

#### **4.3.7.7.3 Nivel de Desempeño de la Edificación.**

Se describe los posibles estados para la estructura. Estos niveles de desempeño se obtienen de la apropiada combinación de los niveles de desempeño de la estructura y de los componentes no estructurales. Posibles combinaciones donde se han destacado e identificado los cuatro niveles de desempeño de estructuras más comúnmente referenciados; operacional (1 – A), ocupación inmediata (1 – B), seguridad (3 – C) y estabilidad estructural (5 – E), así como otros niveles de desempeño posibles (2 –a, 2 – b, etc.).

Estos niveles de desempeño están asociados a la siguiente descripción:

##### **1 – A. Operacional.**

Se relaciona básicamente con la funcionalidad. Los daños de los componentes estructurales son limitados. Los sistemas y elementos no estructurales permanecen operativos. Cualquier reparación requerida no perturba ninguna función. Se mantiene la seguridad de los ocupantes.

##### **1 – B. Ocupación Inmediata.**

Corresponde al criterio más utilizado para edificaciones esenciales. Los espacios de la estructura, los sistemas y los equipamientos permanecen utilizables. Se mantienen en funcionamiento los servicios primarios.

##### **3 – C. Seguridad a la vida.**

Corresponde a un estado de daños que se presenta una baja probabilidad de atentar contra la vida. Se caracteriza por presentar daños limitados en los componentes no estructurales y el eventual fallo o volcamiento de los componentes no estructurales, con posibilidad inclusive de fallo en algún elemento peligroso y en alguno de los elementos primarios (servicios de agua, electricidad, etc.). (Guerra & Ortiz, 2012).

Tabla 14. Combinación de Niveles de Desempeño Estructural y No Estructural, para conformar Niveles de Desempeño de la Edificación.

<b>NIVELES DE DESEMPEÑO DE LA EDIFICACIÓN.</b>						
<b>NIVELES DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL.</b>						
<b>NIVELES DE DESEMPEÑO NO ESTRUCTURAL.</b>	<b>SP – 1.</b>	<b>SP – 2.</b>	<b>SP – 3.</b>	<b>SP – 4.</b>	<b>SP – 5.</b>	<b>SP – 6.</b>
	<b>Ocupación Inmediata</b>	<b>Control de daños</b>	<b>Seguridad de vida</b>	<b>Seguridad limitada</b>	<b>Estabilidad Estructural</b>	<b>No considerado</b>
<b>NP – A. Operacional.</b>	1 – A Operacional	2 – A	NR	NR	NR	NR
<b>NP – B. Ocupación inmediata.</b>	1 – B Ocupación inmediata	2 – B	3 – B	NR	NR	NR
<b>NP – C. Seguridad de vida.</b>	1 – C	2 – C	3 – C Seguridad de vida	4 – C	5 – C	6 – C
<b>NP – D. Amenaza reducida.</b>	NR	2 – D	3 – D	4 – D	5 – D	6 – D
<b>NP – E. No considerado.</b>	NR	NR	3 – E	4 – E	5 – E Estabilidad estructural	NR

Fuente: Adaptación del ATC – 40.

#### **Leyenda:**

	Nivel de desempeño en la edificación comúnmente utilizado (SP – NP).
	Otras posibles combinaciones de SP – NP.
NR	Combinación No recomendada de SP – NP.

#### **4.3.8 Rótulas Plásticas.**

##### **1. Procedimientos del modelo no lineal según FEMA 356 o ASCE 41 – 13.**

A continuación, presentaremos las reglas generales a considerar para elaborar el modelo matemático requerido para aplicar el método de los coeficientes y obtener el punto de desempeño de la estructura, a partir de un análisis estático no

lineal Pushover con una definición de **Rótulas Plásticas** en los elementos de la misma.

- Debido a la naturaleza no lineal de las iteraciones, no es apropiado llevar a cabo de manera independiente el análisis de la estructura ante cargas gravitacionales y laterales para luego superponerlos. Las cargas gravitacionales deben aplicarse al modelo numérico, y mantenerse a aplicar progresivamente la carga lateral.
- En la definición de la **carga gravitacional no lineal**, debe considerarse la carga permanente incluyendo el peso propio y un porcentaje apropiado probable de la carga variable.
- La carga lateral debe aplicarse de manera incremental para registrar el desarrollo del **mecanismo inelástico**. Dicha carga se inicia a partir del estado final de la carga gravitacional no lineal.
- El modelo analítico debe representar todos los componentes existentes y nuevos que tengan influencia en la masa, resistencia, rigidez y deformación de la estructura, en o cercano al **punto de desempeño**.
- Se define como **elemento**, la porción vertical u horizontal de la estructura que actúa al resistir carga vertical o lateral: pórticos resistentes a momento, muros de corte, y sistemas duales de pórticos y muros. Los elementos horizontales son frecuentemente los diafragmas de concreto. Los elementos, están formados por **componentes**: vigas, losas, columnas, nudos, segmentos de muros.
- Los componentes deber ser clasificados como **primarios o secundarios**. Un componente estructural que sea requerido para resistir fuerzas sísmicas y admita desplazamiento lateral en orden de alcanzar el nivel de desempeño esperado se clasifica como **primario**. Un componente estructural que admita desplazamiento lateral y no sea requerido para resistir fuerzas sísmicas en orden de lograr el nivel de desempeño esperado de la estructura, se clasifica como **secundario**.



- Los componentes primarios deben evaluarse para **fuerzas y desplazamientos** inducidos por el sismo en combinación con cargas gravitacionales. Los componentes secundarios deben evaluarse para **desplazamientos** inducidos por el sismo en combinación con las cargas gravitacionales.
- Debe considerarse el efecto de la carga gravitacional sobre la estructura cuando actúan las cargas laterales, esto es, el efecto llamado **P – Δ**.
- Los efectos de interacción suelo – estructura deben evaluarse cuando una estructura pueda sufrir un incremento en aceleraciones espectrales al experimentar un incremento en su periodo fundamental.

## 2. Comportamiento de componentes.

Cada componente debe clasificarse como **primario o secundario y cada acción como controlada por deformación (dúctil) o controlada por fuerza (frágil)**. Para cada uno de ellos, se deben evaluar las acciones de fuerza y deformación, y compararse con los valores límites de acuerdo a los criterios de aceptación correspondientes al objetivo de desempeño seleccionado. La evaluación de la capacidad y demanda de los componentes de concreto reforzado, debe incluir la consideración de sectores a lo largo de su longitud donde se produzcan los efectos máximos de cargas sísmicas y gravitacionales; donde ocurran cambios en su sección transversal o en el refuerzo que conduzcan a una reducción de la resistencia; y donde ocurran cambios abruptos que puedan producir una concentración de esfuerzos que resulten en una falla prematura.

Los componentes se clasifican como primarios o secundarios, de acuerdo a lo siguiente:

**Componente primario:** corresponde al componente estructural que resista fuerzas sísmicas y admita deformación lateral para alcanzar el nivel de desempeño esperado de la estructura.

**Componente secundario:** corresponde al componente estructural que admita deformación lateral pero no sea requerido para resistir fuerzas sísmicas, para alcanzar el nivel de desempeño esperado de la estructura.

La **respuesta del componente** debe representarse mediante curvas que describan dicho comportamiento, con valores obtenidos mediante evidencia experimental o tomados a partir de las tablas del ASCE 41 – 13.

La **relación generalizada fuerza – deformación** mostrada en la siguiente figura, se describe mediante una respuesta lineal desde el punto A (componente sin carga) hasta un punto B de cedencia efectivo, luego una respuesta lineal con reducción de la rigidez entre los puntos B y C, una reducción repentina de la resistencia a carga sísmica hasta el punto D, la respuesta a resistencia reducida hasta el punto E, hasta finalmente la pérdida total de resistencia.

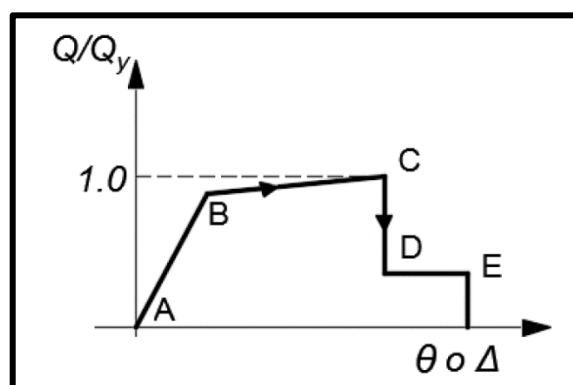


Figura 101. Relación Generalizada Fuerza – Deformación para Elementos de Concreto.

(Fuente: Adaptación de ASCE 41 – 13).

La pendiente entre los puntos B y C, ignorando los efectos de cargas gravitacionales actuando en los desplazamientos laterales, debe tomarse entre el 0% y 10% de la pendiente inicial. El punto C debe tener una ordenada igual a la resistencia del componente, y abscisa igual a la deformación en la cual comienza una degradación significativa de la resistencia. Los valores numéricos se exponen en las tablas del ASCE 41 – 13.

### 3. Rigidez inicial de los componentes.

La rigidez inicial de los componentes de concreto reforzado puede representarse mediante un valor secante definido por el punto de cedencia efectivo (pendiente A – B).

Los valores de rigidez a flexión efectiva (flexural rigidity) para vigas y columnas toman en cuenta la flexibilidad adicional proporcionada por el deslizamiento de barras de refuerzo en las juntas viga – columna o cimentación, antes de la cedencia.

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed <sup>a</sup>	$0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	—
Beams—prestressed <sup>a</sup>	$E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	—
Columns with compression caused by design gravity loads $\geq 0.5A_g f'_c$	$0.7E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Columns with compression caused by design gravity loads $\leq 0.1A_g f'_c$ or with tension	$0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$ (compression) $E_c A_g$ (tension)
Beam-column joints	Refer to Section 10.4.2.2.1	—	$E_c A_g$
Flat slabs—nonprestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_c A_g$	—
Flat slabs—prestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_c A_g$	—
Walls-cracked <sup>b</sup>	$0.5E_c A_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$ (compression) $E_c A_g$ (tension)

<sup>a</sup>For T-beams,  $I_g$  can be taken as twice the value of  $I_g$  of the web alone. Otherwise,  $I_g$  should be based on the effective width as defined in Section 10.3.1.3. For columns with axial compression falling between the limits provided, flexural rigidity should be determined by linear interpolation. If interpolation is not performed, the more conservative effective stiffnesses should be used.

<sup>b</sup>See Section 10.7.2.2.

Figura 102. Valores de Rigidez Efectiva de Componentes.  
(Fuente: Tabla 10 – 5 del ASCE 41 – 13).

De la figura:

$E_c$  : Modulo de elasticidad del concreto.

$I_g$  : Inercia gruesa del componente.

$A_w$  : Área transversal del alma en la sección.

$A_g$  : Área gruesa de la sección.

Todas las acciones sobre los componentes deber ser clasificados como acciones controladas por deformación o acciones controladas por fuerza, para el cálculo de su resistencia.

**Acciones controladas por deformación:** la resistencia calculada para este tipo de acciones debe tomarse igual a la resistencia esperada  $Q_{CE}$  obtenida experimentalmente o calculada utilizando los principios de la mecánica. La resistencia esperada se define como la resistencia máxima media esperada en el intervalo de deformaciones a las cuales estará sujeto el componente de concreto, tomando en cuenta propiedades esperadas de los materiales, como el endurecimiento por deformación. Se permite calcular la resistencia de diseño con los procedimientos definidos en la norma ACI 318, con la excepción de que el factor de minoración  $\phi$  debe ser igual a la unidad.

**Acciones controladas por fuerza:** la resistencia calculada para acciones controladas por fuerza debe tomarse como la resistencia límite inferior  $Q_{CL}$  obtenida experimentalmente o calculada utilizando los principios de la mecánica. La resistencia límite inferior se define como la media menos una desviación estándar de la resistencia esperada en el intervalo de deformaciones y ciclos de carga a los que es probable que se someta el componente de concreto. Se permite calcular la resistencia de diseño con los procedimientos definidos en la norma ACI 318, con la excepción de que el factor de minoración  $\phi$  debe ser igual a la unidad.

A continuación, se muestran tres tipos de curvas que describen una relación fuerza – deformación, en función a la capacidad de deformación de los componentes. A partir de estas curvas, es posible clasificar las acciones en los elementos primarios y secundarios como controladas por deformación o por fuerza. El valor de  $Q_y$  representa la resistencia cedente del componente.

#### **4. Parámetros de modelado de componentes y criterios de aceptación.**

Para especificar el modelado de los elementos y sus criterios de aceptación de acuerdo con los objetivos de desempeño, se han creado curvas generalizadas fuerzas vs deformación, mostradas en las siguientes figuras.

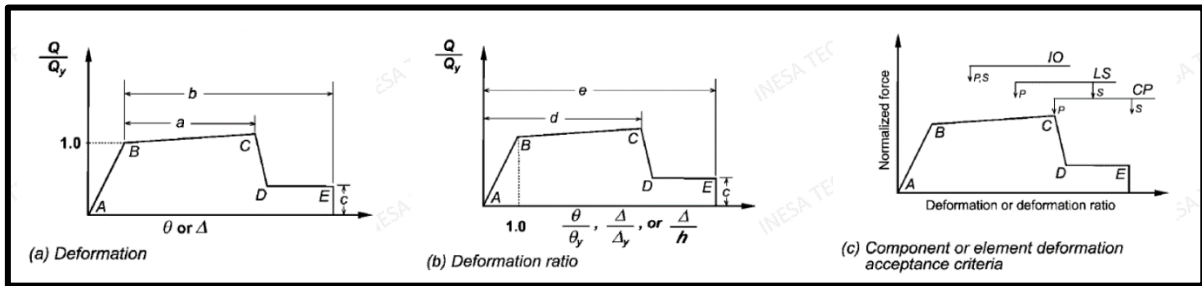


Figura 103. Curvas Generalizadas Fuerza – Deformación para Representar el Modelado y los Criterios de Aceptación de los Componentes.  
(Fuente: ASCE 41 – 13).

La respuesta lineal se ha representado entre el punto A (elemento sin carga) y el punto de cedencia efectiva B.

La pendiente entre los puntos B y C se establece como porcentaje (0% a 10%) de la pendiente elástica.

El punto C tiene una ordenada que representa la resistencia del elemento y una abscisa igual a la deformación en la cual comienza una degradación significativa de resistencia (línea CD).

Más allá del punto D, el elemento responde con resistencia substancialmente reducida hasta el punto E. para deformaciones más allá de este último punto, la resistencia a carga lateral del elemento es esencialmente cero.

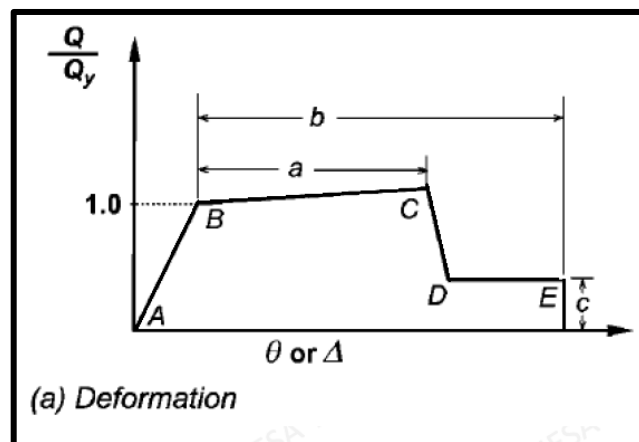


Figura 104. Curva Generalizada (a) Fuerza – Deformación para Representar el Modelado y los Criterios de Aceptación de los Componentes.  
(Fuente: ASCE 41 – 13).

Para algunos componentes es conveniente definir los criterios de aceptación en términos de deformación (como  $\theta$  o  $\Delta$ ), mientras que, para otros, conviene definirlos en términos de tasas de deformación. Estas diferencias se muestran en las curvas (b) y (c).

La curva (a) muestra fuerza normalizada ( $Q/Q_y$ ) vs deformación (como  $\theta$  o  $\Delta$ ), y los parámetros a, b y c; la curva (b) muestra fuerza normalizada ( $Q/Q_y$ ) vs tasa de deformación ( $Q/Q_y, \Delta/\Delta y$  o  $\Delta/h$ ), y los parámetros d, e y c.

Los parámetros a y b están referidos a porciones de deformación que ocurren después de la cedencia o deformación plástica, el parámetro c es la reducción de la resistencia luego de la reducción repentina entre los puntos C y D, y los parámetros d y e se refieren a las deformaciones totales medidas desde el origen.

Los parámetros a utilizarse para el modelado de componentes y los criterios de aceptación para componentes primarios (P) o componentes secundarios (S) corresponde a los niveles de desempeño de la edificación de prevención del colapso (CP), seguridad de vida (LS) y ocupación inmediata (IO) se muestran en las tablas a continuación, de acuerdo al tipo de componente (viga, columna, junta, muro, etc.).

Conditions			Modeling Parameters <sup>a</sup>			Acceptance Criteria <sup>a</sup>		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
			a	b		c	IO	LS
Condition i. Beams controlled by flexure <sup>b</sup>								
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement <sup>c</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ <sup>d</sup>						
$\rho_{\text{hoop}}$								
$\leq 0.0$	C	$\leq 3$ (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
$\leq 0.0$	C	$\geq 6$ (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
$\geq 0.5$	C	$\leq 3$ (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
$\geq 0.5$	C	$\geq 6$ (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
$\leq 0.0$	NC	$\leq 3$ (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
$\leq 0.0$	NC	$\geq 6$ (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
$\geq 0.5$	NC	$\leq 3$ (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
$\geq 0.5$	NC	$\geq 6$ (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear <sup>b</sup>								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span <sup>b</sup>								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint <sup>b</sup>								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

NOTE:  $f'_c$  in lb/in.<sup>2</sup> (MPa) units.  
<sup>a</sup>Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.  
<sup>b</sup>Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.  
<sup>c</sup>"C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at  $\leq d/3$ , and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops ( $V_h$ ) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.  
<sup>d</sup> $V$  is the design shear force from NSP or NDP.

Figura 105. Parámetros para el Modelado y Criterios de Aceptación Numéricos para Procedimiento no Lineal – Vigas de Concreto Reforzado. (Fuente: ASCE 41 – 13).

**Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns**

Conditions		Modeling Parameters <sup>a</sup>			Acceptance Criteria <sup>a</sup>			
		Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)			
		a	b		Performance Level			
					IO	LS	CP	
<b>Condition i.<sup>b</sup></b>								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$	0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060	
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010	
$\leq 0.1$	$= 0.002$	0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034	
$\geq 0.6$	$= 0.002$	0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005	
<b>Condition ii.<sup>b</sup></b>								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$						
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$	$\leq 3 (0.25)$	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$	$\geq 6 (0.5)$	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$	$\leq 3 (0.25)$	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$	$\geq 6 (0.5)$	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
$\leq 0.1$	$\leq 0.0005$	$\leq 3 (0.25)$	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
$\leq 0.1$	$\leq 0.0005$	$\geq 6 (0.5)$	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
$\geq 0.6$	$\leq 0.0005$	$\leq 3 (0.25)$	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
$\geq 0.6$	$\leq 0.0005$	$\geq 6 (0.5)$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
<b>Condition iii.<sup>b</sup></b>								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$		0.0	0.060	0.0	0.0	0.045	0.060
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$		0.0	0.008	0.0	0.0	0.007	0.008
$\leq 0.1$	$\leq 0.0005$		0.0	0.006	0.0	0.0	0.005	0.006
$\geq 0.6$	$\leq 0.0005$		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
<b>Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height<sup>b</sup></b>								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$		0.0	0.060	0.4	0.0	0.045	0.060
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$		0.0	0.008	0.4	0.0	0.007	0.008
$\leq 0.1$	$\leq 0.0005$		0.0	0.006	0.2	0.0	0.005	0.006
$\geq 0.6$	$\leq 0.0005$		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

NOTE:  $f'_c$  is in lb/in.<sup>2</sup> (MPa) units.  
<sup>a</sup>Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.  
<sup>b</sup>Refer to Section 10.4.2.2.2 for definition of conditions i, ii, and iii. Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-2). Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.  
<sup>c</sup>Where  $P > 0.7A_g f'_c$ , the plastic rotation angles should be taken as zero for all performance levels unless the column has transverse reinforcement consisting of hoops with 135-degree hooks spaced at  $\leq d/3$  and the strength provided by the hoops ( $V_s$ ) is at least 3/4 of the design shear. Axial load  $P$  should be based on the maximum expected axial loads caused by gravity and earthquake loads.  
<sup>d</sup> $V$  is the design shear force from NSP or NDP.

Figura 106. Parámetros para el Modelado y Criterios de Aceptación Numéricos para Procedimiento no Lineal – Columnas de Concreto Reforzado. (Fuente: ASCE 41 – 13).

Una vez conocido todos los procedimientos teóricos según los reglamentos y criterios de aceptación procedemos a asignar las rótulas plásticas en el modelo con el software Etabs v.16



#### 4.3.8.1 Asignación de Rótulas Plásticas en Vigas de Concreto reforzado.

De acuerdo al diseño por capacidad (columna fuerte/viga débil), es decir que lo que se quiere es que las vigas empiecen a fluir antes que las columnas, para poder realizar el modelado y la asignación de las rotulas plásticas en vigas se realizara de la siguiente manera como muestra la siguiente figura.

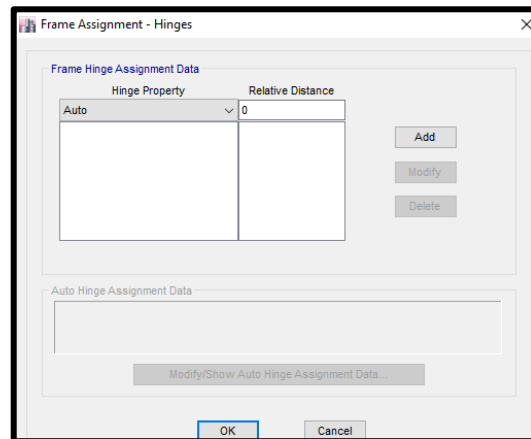


Figura 107. Creación de Rotulas Plásticas.

A continuación, en la figura 103 se puede observar las opciones que nos brinda el software Etabs v.16, para la normativa del ASCE 41 – 13, podemos apreciar las diferentes tablas que este ofrece como son para vigas de concreto, columnas de concreto, vigas de acero a flexión, columnas de acero a flexión, para lo cual seleccionaremos la opción de la tabla 10 – 7 donde hace mención a vigas de concreto.

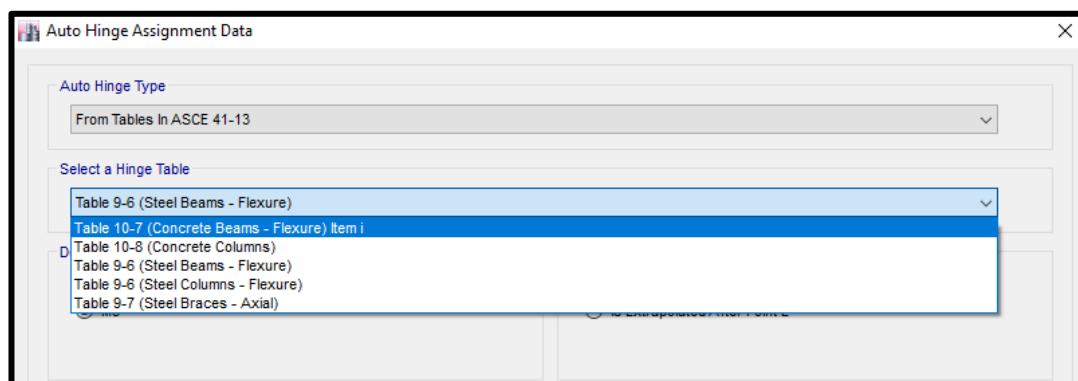


Figura 108. Elección de la Tabla 10 – 7 (Vigas de Concreto según ASCE 41 – 13).

Una vez haber seleccionado la tabla 10 – 7 vigas de concreto, tendremos que elegir el tipo de carga a utilizar, para lo cual seleccionaremos la combinación de Peso de Estructura, como se puede apreciar en la siguiente figura.

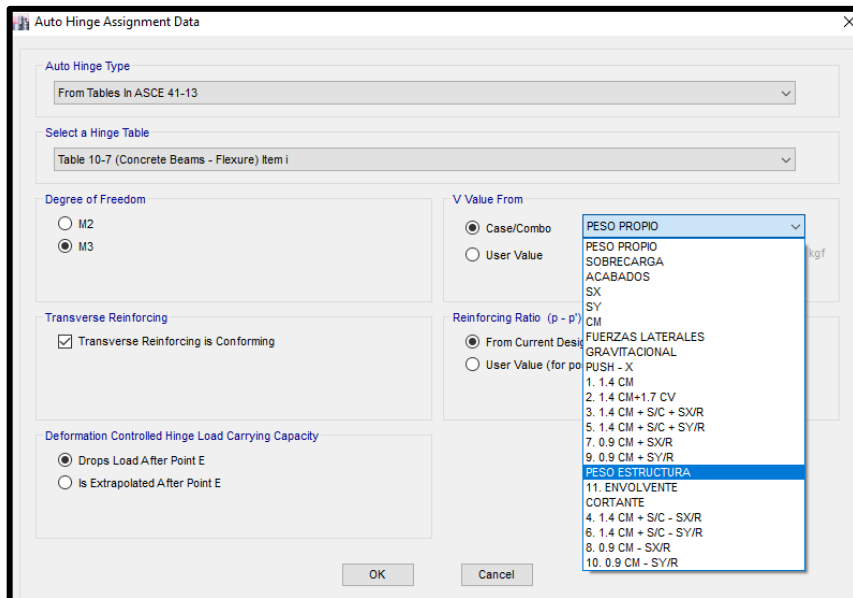


Figura 109. Elección del Caso de Carga para el Análisis.

En la siguiente figura se puede observar las rotulas plásticas en las vigas, así mismo también los criterios de aceptación.

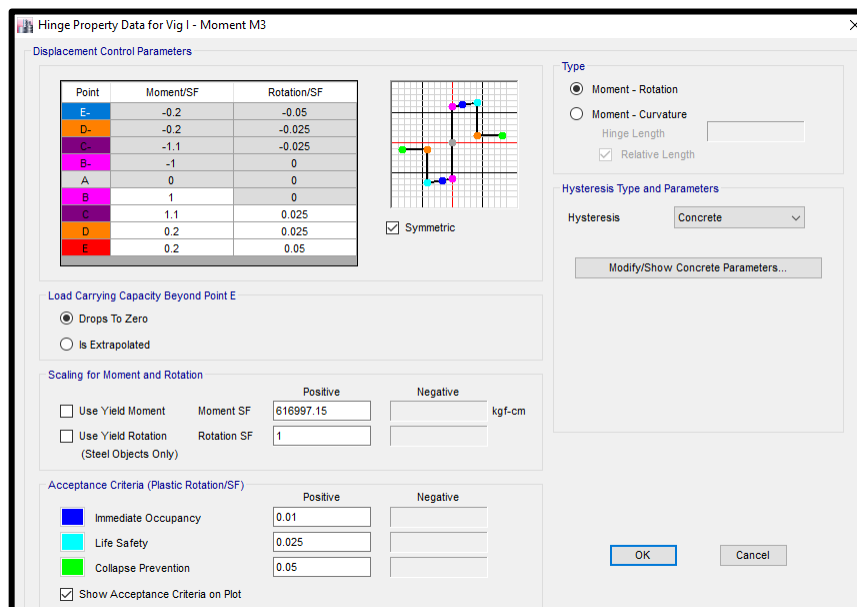


Figura 110. Definición de los Parámetros del Modelado y Criterios de Aceptación para Vigas de Concreto.

#### 4.3.8.2 Asignación de Rótulas Plásticas en Columnas de Concreto reforzado.

Para el caso de columnas, estas son sometidas a fuerzas por flexo – compresión, para lo cual deberemos elegir rótulas plásticas de tipo P – M2 – M3, como se observa en la siguiente figura.

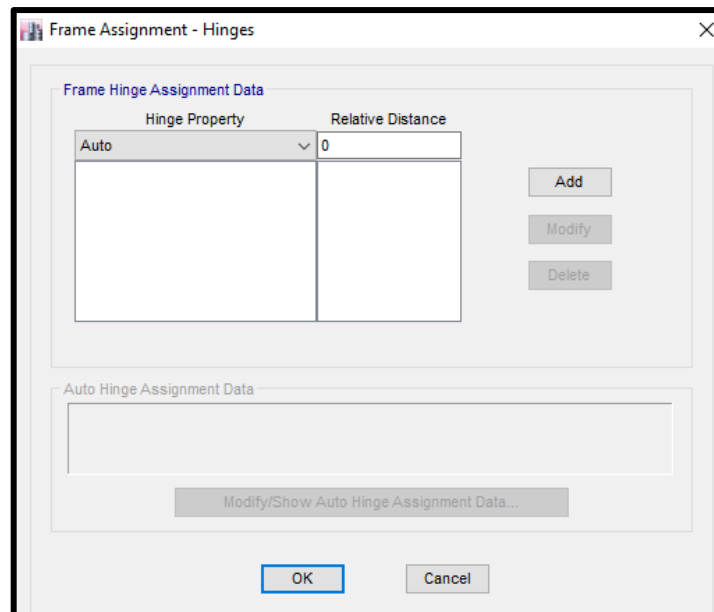


Figura 111. Creación de Rotulas Plásticas.

De la misma manera en la normativa del ASCE 41 – 13, podemos apreciar la tabla que este ofrece como son para columnas de concreto, para lo cual seleccionaremos la opción de la tabla 10 – 8 como se muestra en la siguiente figura.

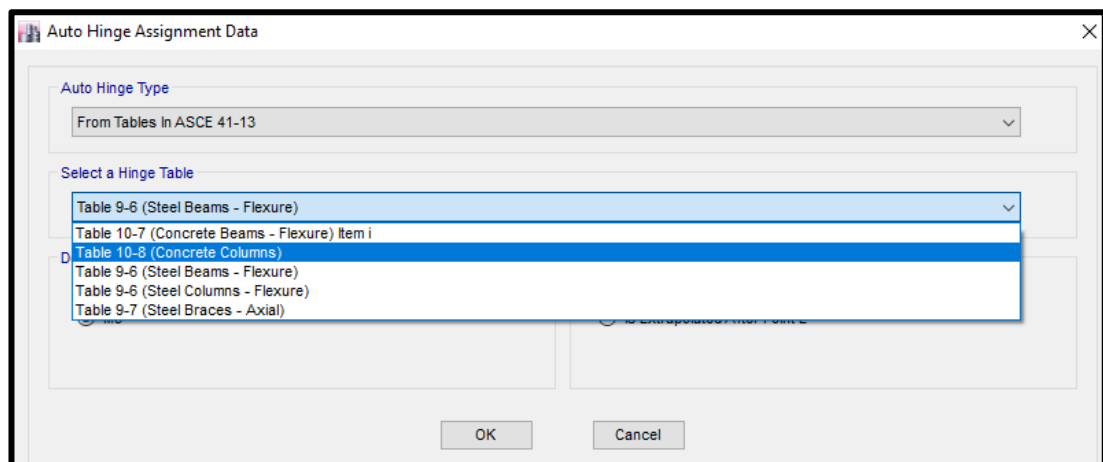


Figura 112. Elección Tabla 10 – 8 (Columnas de Concreto según ASCE 41 – 13).

Una vez haber seleccionado la tabla 10 – 8 columnas de concreto, tendremos que elegir el tipo de carga a utilizar, para lo cual seleccionaremos la combinación de Peso de Estructura, como se puede apreciar en la siguiente figura.

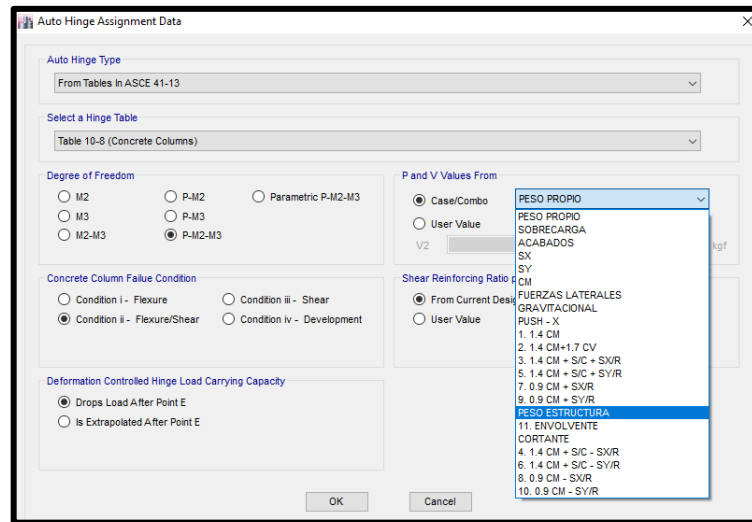


Figura 113. Elección del Caso de Carga para el Análisis.

En la siguiente figura realizamos la modificación de las propiedades de la rótula en columnas, modificando la nomenclatura para poder identificarlo rápidamente, de la misma manera el tipo que será controlada por deformación (ductilidad).

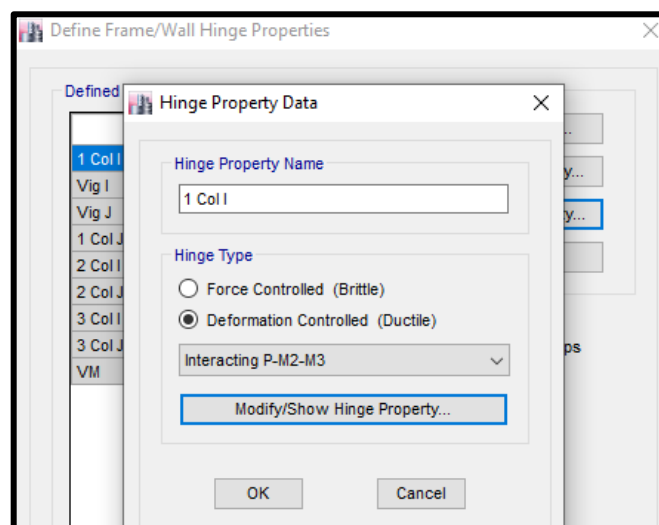


Figura 114. Propiedad de la Rotula Plástica en Columnas de Concreto.

Que fuerza axial deberíamos de tomar para asignar a cada rotula plástica definida, al realizar un primer análisis extraemos las fuerzas axiales mayores para poder realizar la asignación para cada rotula plástica y por cada nivel, como se muestra a continuación:

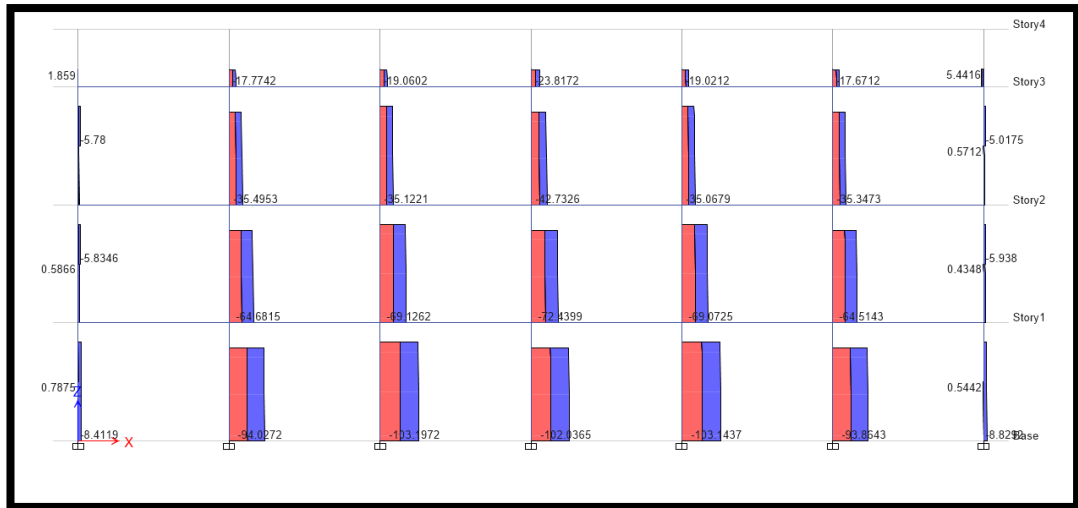


Figura 115. Fuerzas Axiales actuantes en la estructura a tomar en consideración.

Podemos observar cómo es que se da la asignación de la fuerza axial para las columnas del primer nivel, la fuerza axial a considerar a la presente rotula plástica será de **F = -103.1972 tonf**.

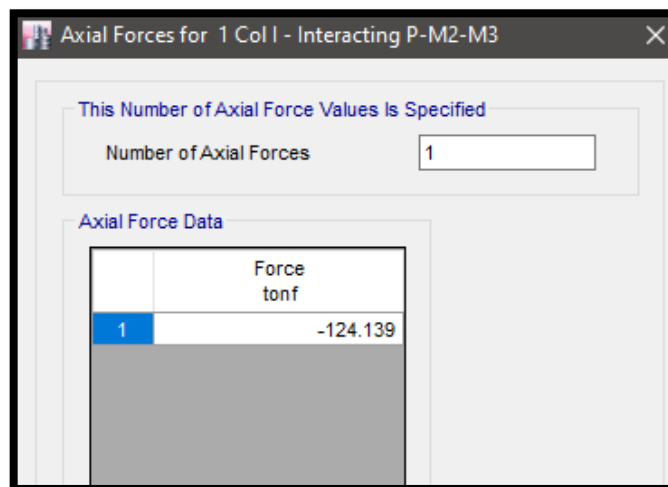
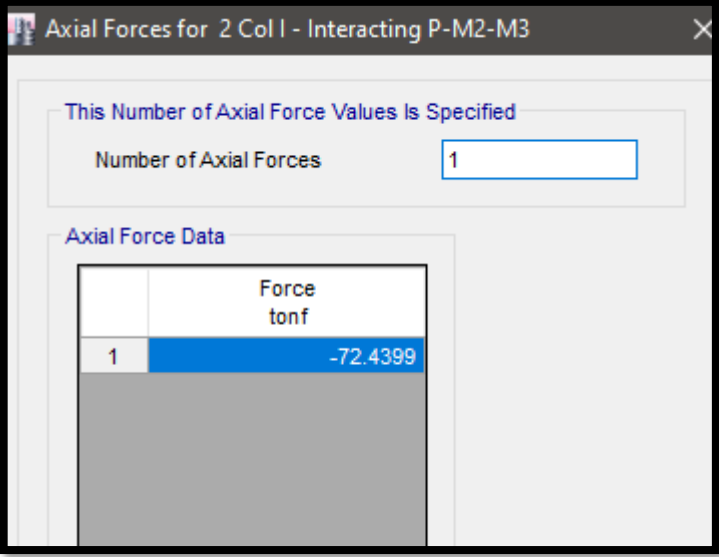


Figura 116. Fuerzas Axiales Actuantes en la Columna del Nivel 1.

Podemos observar cómo es que se da la asignación de la fuerza axial para las columnas del segundo nivel, la fuerza axial a considerar a la presente rotula plástica será de **F = -72.4399 tonf.**

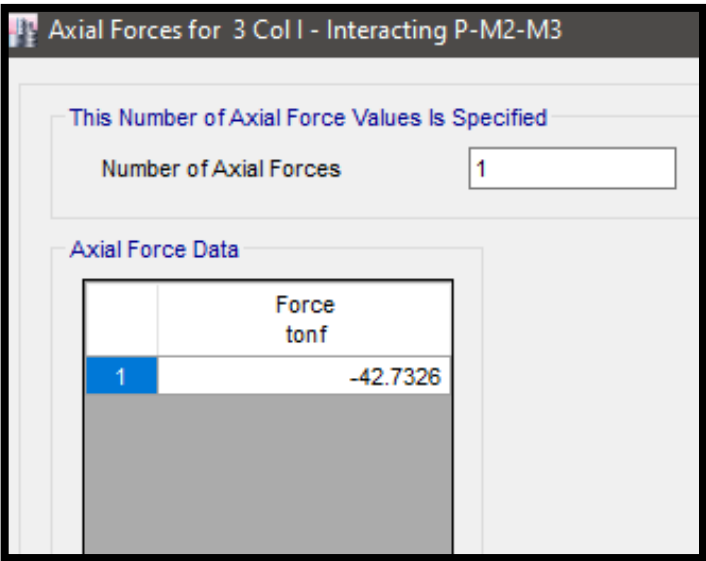


The screenshot shows a window titled "Axial Forces for 2 Col I - Interacting P-M2-M3". It contains a section "This Number of Axial Force Values Is Specified" with a text box containing the number "1". Below this is a section "Axial Force Data" containing a table with two columns: "Force tonf" and an unlabeled column. The first row of the table has the value "1" in the unlabeled column and "-72.4399" in the "Force tonf" column.

	Force tonf
1	-72.4399

Figura 117. Fuerzas Axiales Actuantes en la Columna del Nivel 2.

Podemos observar cómo es que se da la asignación de la fuerza axial para las columnas del segundo nivel, la fuerza axial a considerar a la presente rotula plástica será de **F = -42.7326 tonf.**



The screenshot shows a window titled "Axial Forces for 3 Col I - Interacting P-M2-M3". It contains a section "This Number of Axial Force Values Is Specified" with a text box containing the number "1". Below this is a section "Axial Force Data" containing a table with two columns: "Force tonf" and an unlabeled column. The first row of the table has the value "1" in the unlabeled column and "-42.7326" in the "Force tonf" column.

	Force tonf
1	-42.7326

Figura 118. Fuerzas Axiales Actuantes en la Columna del Nivel 3.

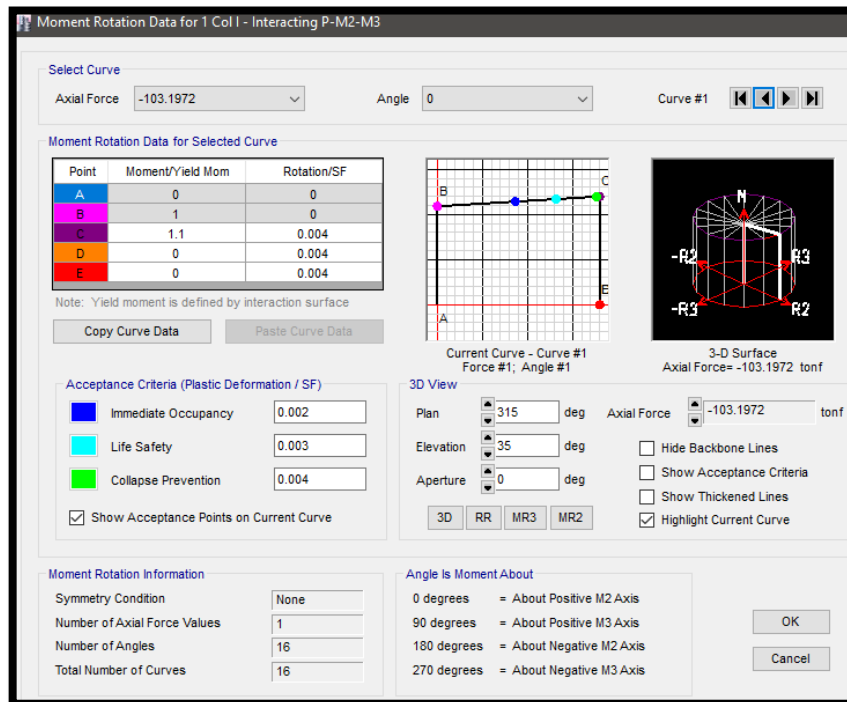


Figura 119. Definición de los Parámetros del Modelado y Criterios de Aceptación para Columnas de Concreto para una Fuerza Axial de **-103.1972 Tonf.**

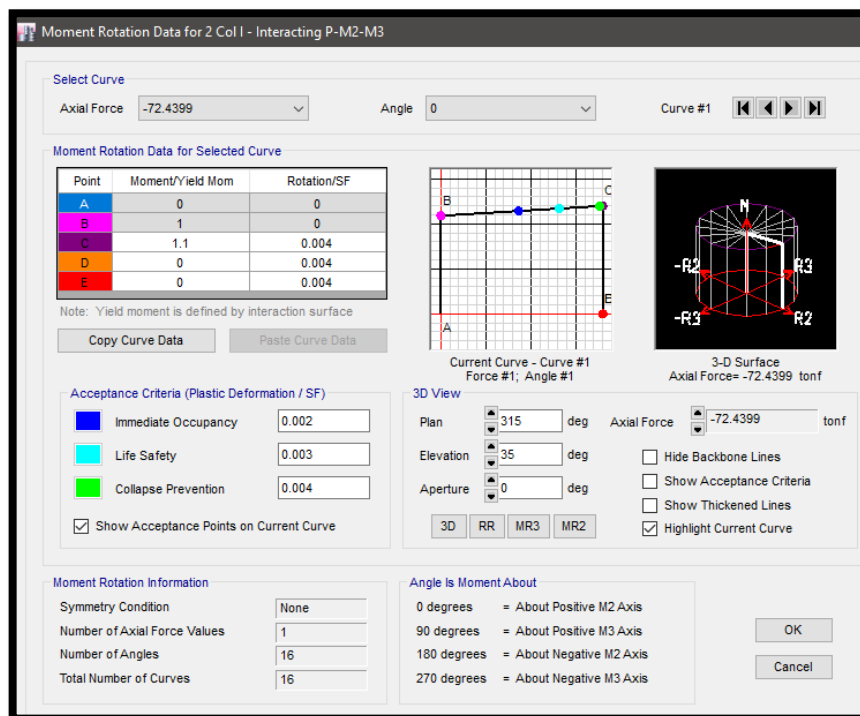


Figura 120. Definición de los Parámetros del Modelado y Criterios de Aceptación para Columnas de Concreto para una Fuerza Axial de **-72.4399 Tonf.**

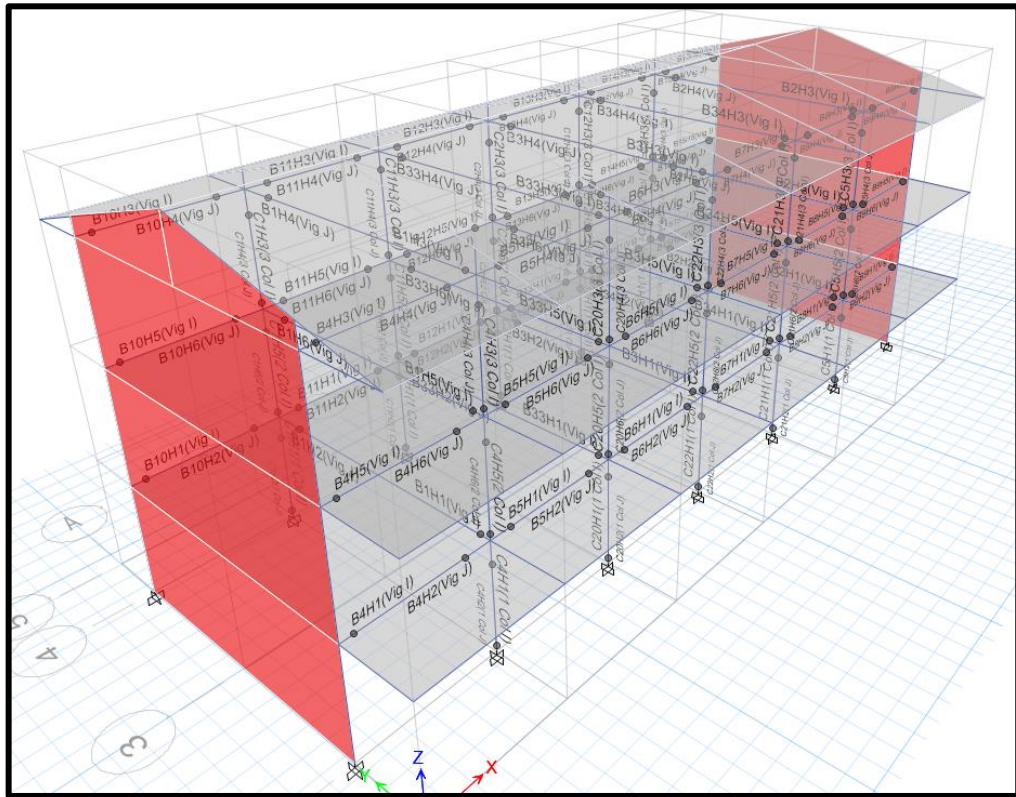


Figura 121. Vista General 3D con las Rotulas Plásticas asignadas en Elementos Estructurales Vigas y Columnas.

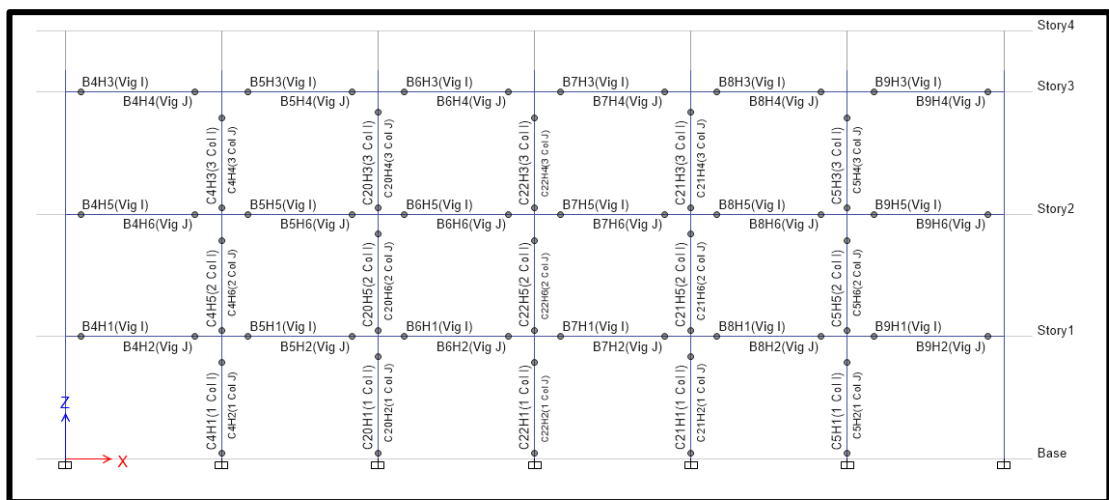


Figura 122. Vista de la Elevación “2” con Rotulas Plásticas asignadas en Elementos Estructurales.



#### 4.4 ANÁLISIS DINAMICO TIEMPO - HISTORIA.

El presente análisis tiempo – historia podrá emplearse como un método de procedimiento complementario con los métodos anteriores.

Ya que el objetivo de la presente investigación es la evaluación estructural de una edificación esencial, es recomendable simular sismos reales que hayan ocurrido en diferentes zonas del territorio, para así poder obtener la respuesta sísmica de dicha estructura.

##### 4.4.1 Elección de registros sísmicos.

Para poder realizar el análisis tiempo – historia primeramente tenemos que elegir los registros sísmicos ocurridos, y a su vez definir los registros a emplear en el modelo, para esta investigación se eligió 5 registros sísmicos, todos estos ocurridos en el territorio peruano, son registros sísmicos que tuvieron un impacto significativo y que causaron desastre y caos social en el país, en la tabla mostramos a continuación los sismos elegidos para la presente evaluación.

Tabla 15. Registros Sísmicos Utilizados para la Simulación de la Estructura.

N°	Ubicación de estación	Código de estación	Año	Magnitud	Intervalo	N° puntos	Duración (seg)	Aceleración Max (cm/s <sup>2</sup> )	Fuente
1	Arequipa	AQP002	2007	7.0 MI	0.005	31400	157	9.63	IGP
2	Ático	MOQ001	2001	6.9Mb	0.01	19892	199	-295.15	IGP
3	Huaraz	PRQ	1970	6.6Mb	0.02	2255	46	-105.05	IGP
4	Lima	PRQ	1966	8.1Mw	0.02	3283	66	-268.24	IGP
5	Lima	LIM001	2007	7.0MI	0.005	65400	327	-73.89	IGP

Fuente: Elaboración Propia.

##### 4.4.2 Introducción de registros sísmicos al software Etabs v.16.

Ya con el modelo definido ahora se realizará el análisis por el método de Análisis Dinámico Tiempo – Historia.

Como primer paso procederemos a introducir los registros sísmicos elegidos al software Etabs v.16, estos son introducidos como funciones de respuesta sísmica tiempo – historia, seleccionando así cada archivo para cada registro sísmico.

El archivo a seleccionar será un archivo de tipo texto (.txt) del registro sísmico que deseamos simular, se procede a colocar el intervalo de tiempo, el número de puntos totales el procedimiento será de la siguiente manera como muestra la siguiente figura.

Para el primer registro sísmico elegido tenemos a la función tiempo – historia de Arequipa ocurrido en el año 2007 con un código de estación de AQP002 el cual tuvo una Magnitud local de 7.0 MI, con un intervalo de 0.005, con una cantidad total de 31400 puntos, una duración de 157 segundos, aceleración máxima de  $9.63 \text{ cm/seg}^2$  y la fuente obtenida del Instituto Geofísico del Perú (IGP).

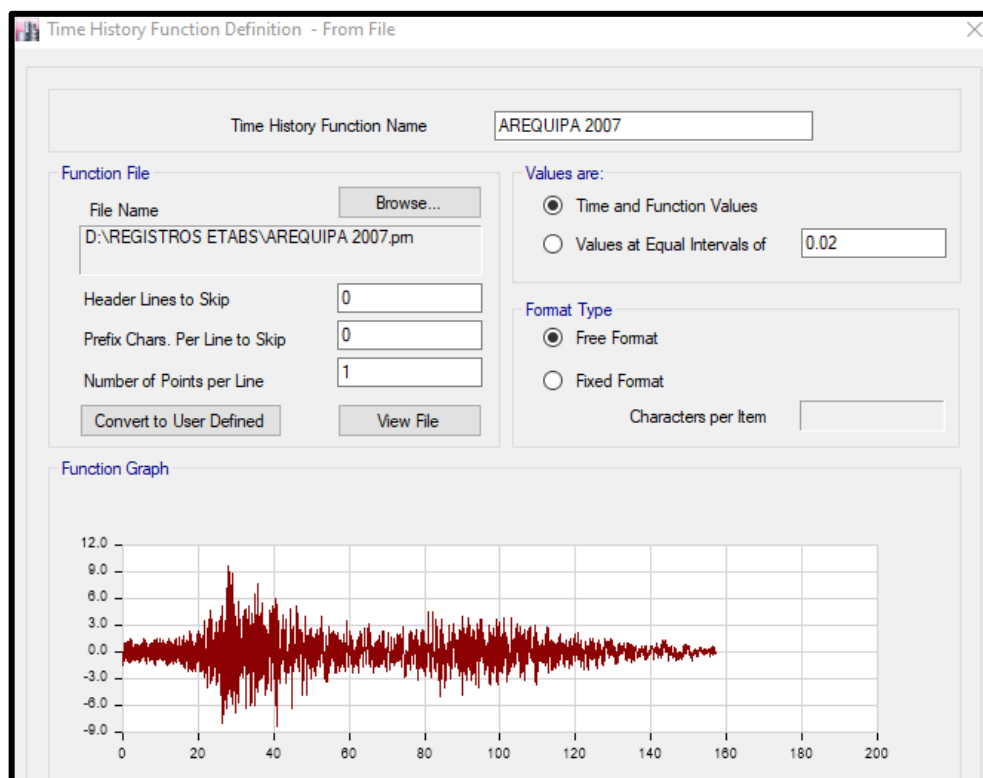


Figura 123. Registro Sísmico Arequipa 2007.

Para el segundo registro sísmico elegido tenemos a la función tiempo – historia de Atico ocurrido en el año 2001 con un código de estación de MOQ001 el cual tuvo una Magnitud de 6.9 Mb, con un intervalo de 0.01, con una cantidad total de 19892 puntos, una duración de 199 segundos, aceleración máxima de  $-295.15 \text{ cm/seg}^2$  y la fuente obtenida del Instituto Geofísico del Perú (IGP).

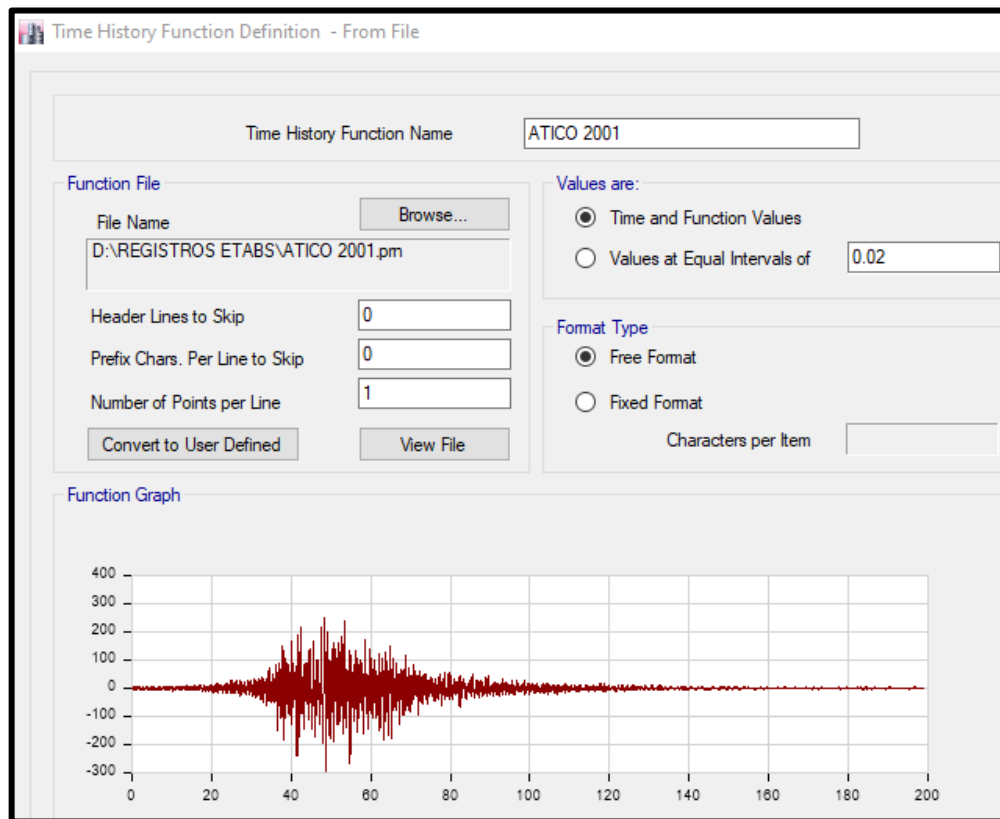


Figura 124. Registro Sísmico Atico 2001.

Para el tercer registro sísmico elegido tenemos a la función tiempo – historia de Huaraz ocurrido en el año 1970 con un código de estación de PRQ el cual tuvo una Magnitud de 6.6 Mb, con un intervalo de 0.02, con una cantidad total de 2255 puntos, una duración de 46 segundos, aceleración máxima de  $-105.05 \text{ cm/seg}^2$  y la fuente obtenida del Instituto Geofísico del Perú (IGP).

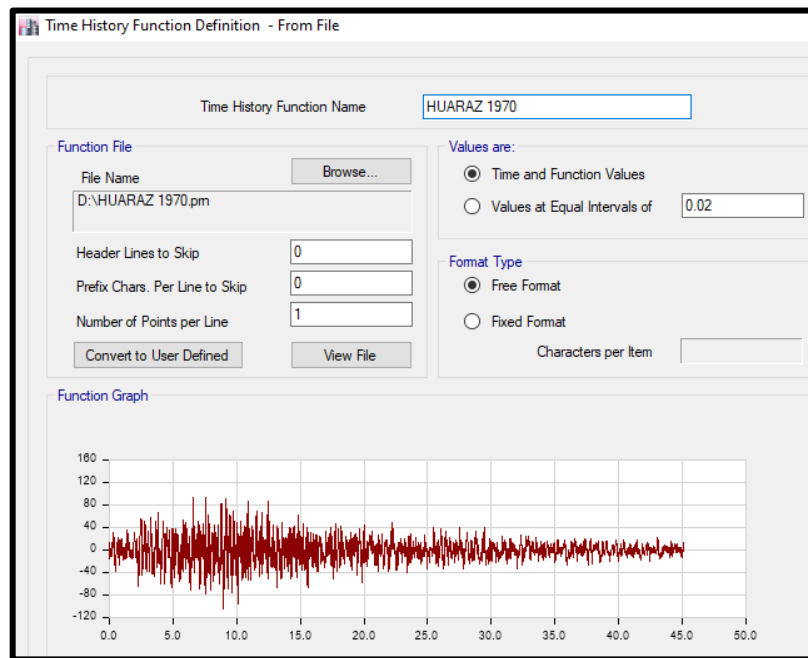


Figura 125. Registro Sísmico Huaraz 1970.

Para el cuarto registro sísmico elegido tenemos a la función tiempo – historia de Lima ocurrido en el año 1966 con un código de estación de PRQ el cual tuvo una Magnitud de 8.1 Mw, con un intervalo de 0.02, con una cantidad total de 3283 puntos, una duración de 66 segundos, aceleración máxima de  $-268.24 \text{ cm/seg}^2$  y la fuente obtenida del Instituto Geofísico del Perú (IGP).

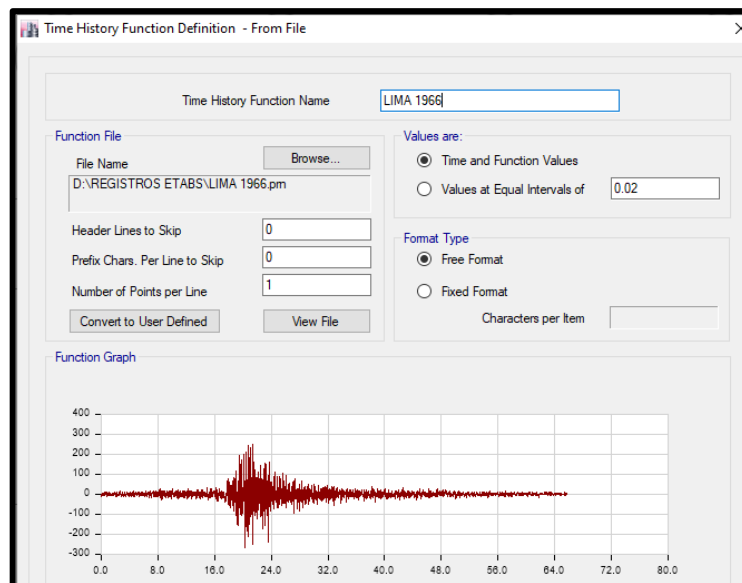


Figura 126. Registro Sísmico Lima 1966.

Para el quinto y último registro sísmico elegido tenemos a la función tiempo – historia de Lima ocurrido en el año 2007 con un código de estación de LIM001 el cual tuvo una Magnitud de 7.0 MI, con un intervalo de 0.005, con una cantidad total de 65400 puntos, una duración de 327 segundos, aceleración máxima de  $-73.89 \text{ cm/seg}^2$  y la fuente obtenida del Instituto Geofísico del Perú (IGP).

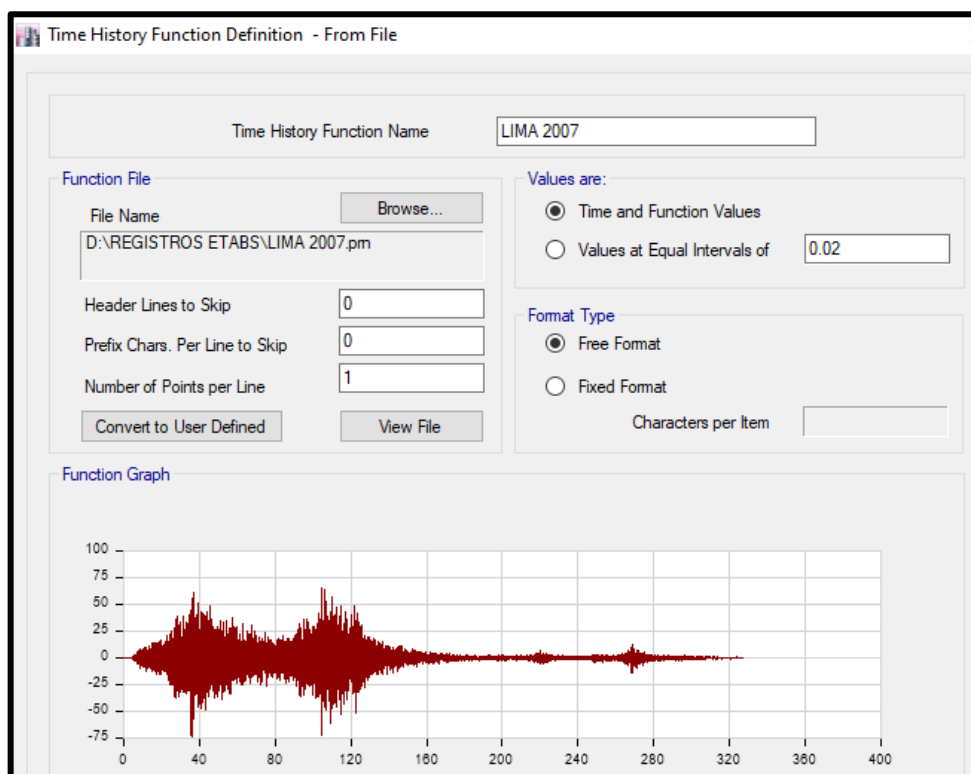


Figura 127. Registro Sísmico Lima 2007.

Y finalmente podemos observar los 5 registros sísmicos ya ingresados en el software Etabs v.16 lo cuales son Arequipa (2007), Atico (2001), Huaraz (1970), Lima (1966) y Lima (2001) como se puede observar en la siguiente figura.

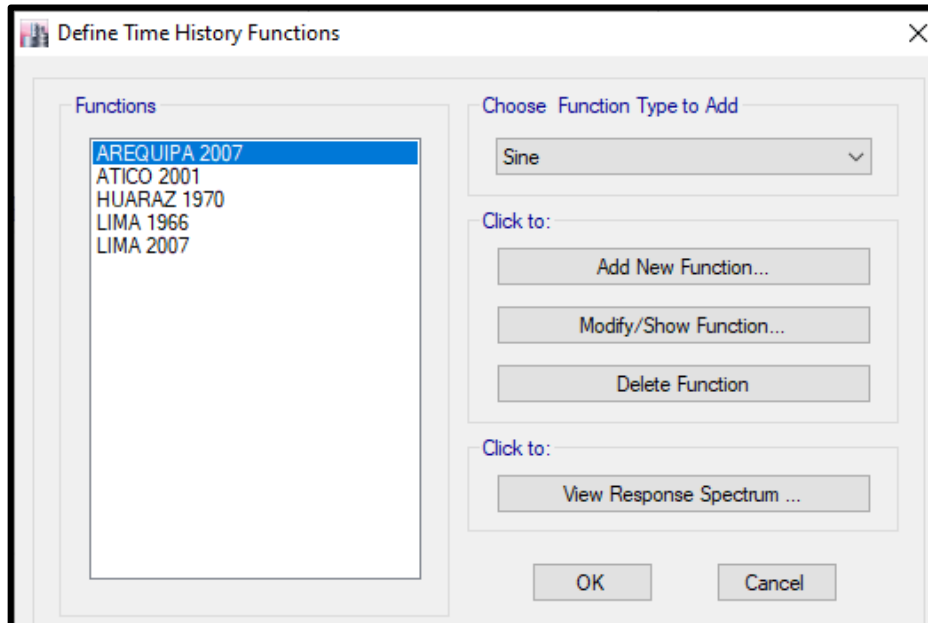


Figura 128. Registros Sísmicos a Utilizar en el Modelo.

#### 4.4.3 Escalamiento de los registros sísmicos en el software Etabs v.16.

Para poder introducir los registros sísmicos, será necesario realizar el escalamiento al nivel del espectro de desplazamiento.

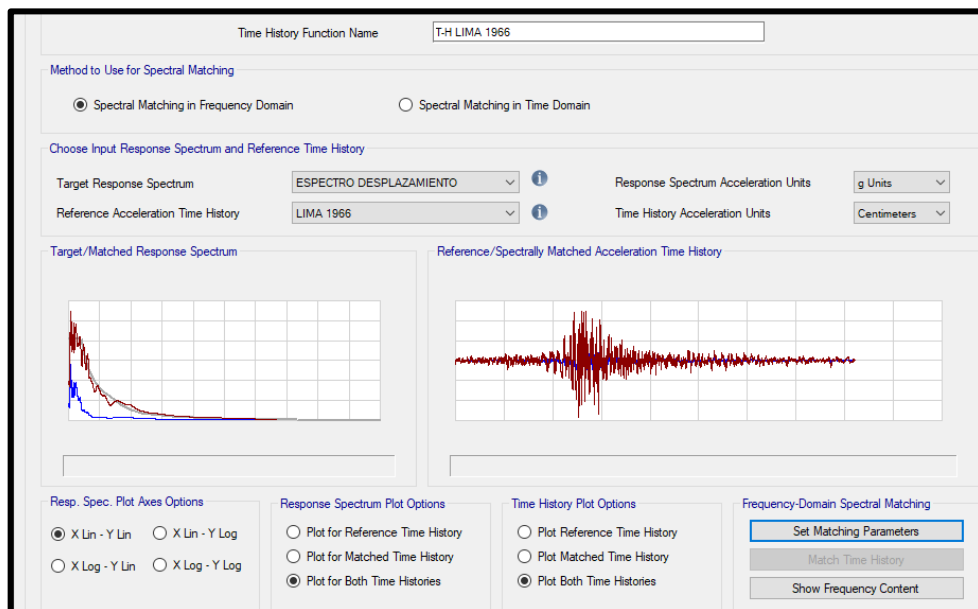


Figura 129. Escalamiento de los Registros Tiempo – Historia a Nivel del Espectro de Desplazamiento.

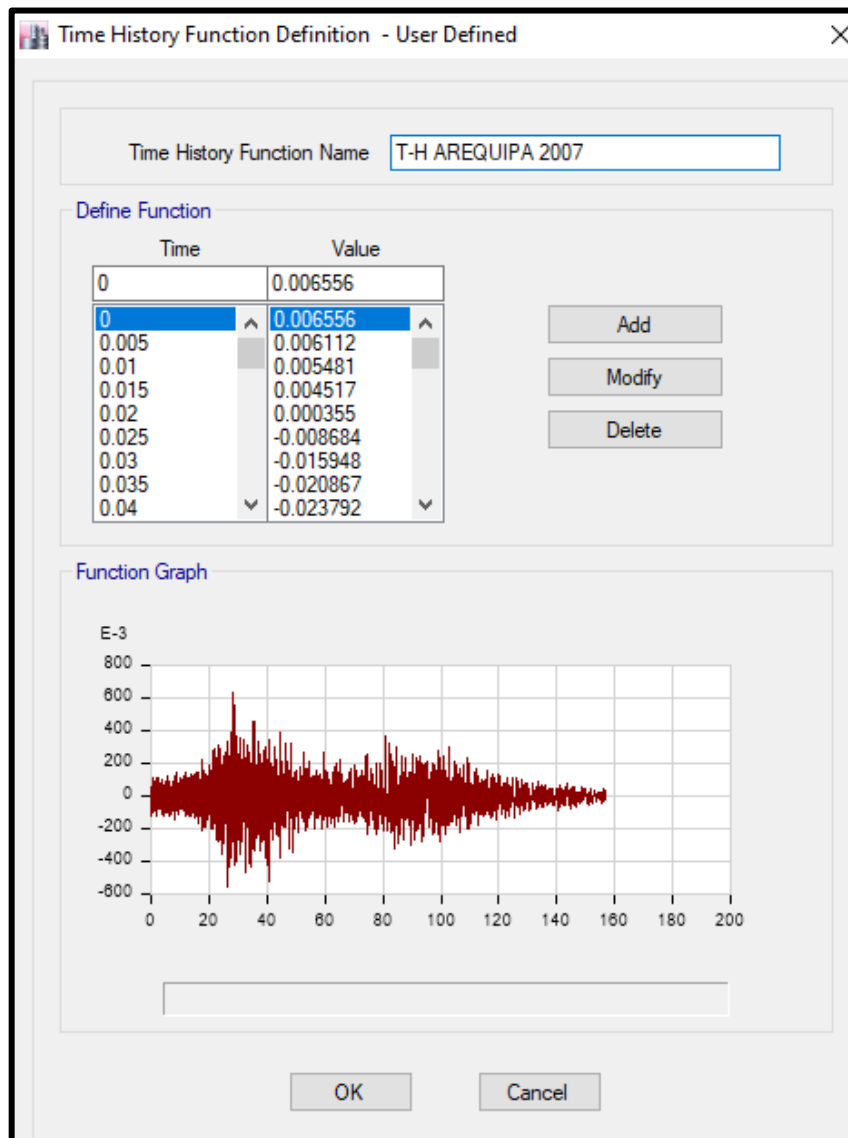


Figura 130. Registro Sísmico Arequipa 2007, Escalonado para un Espectro de Desplazamiento con Intervalos de Tiempo y Valor.

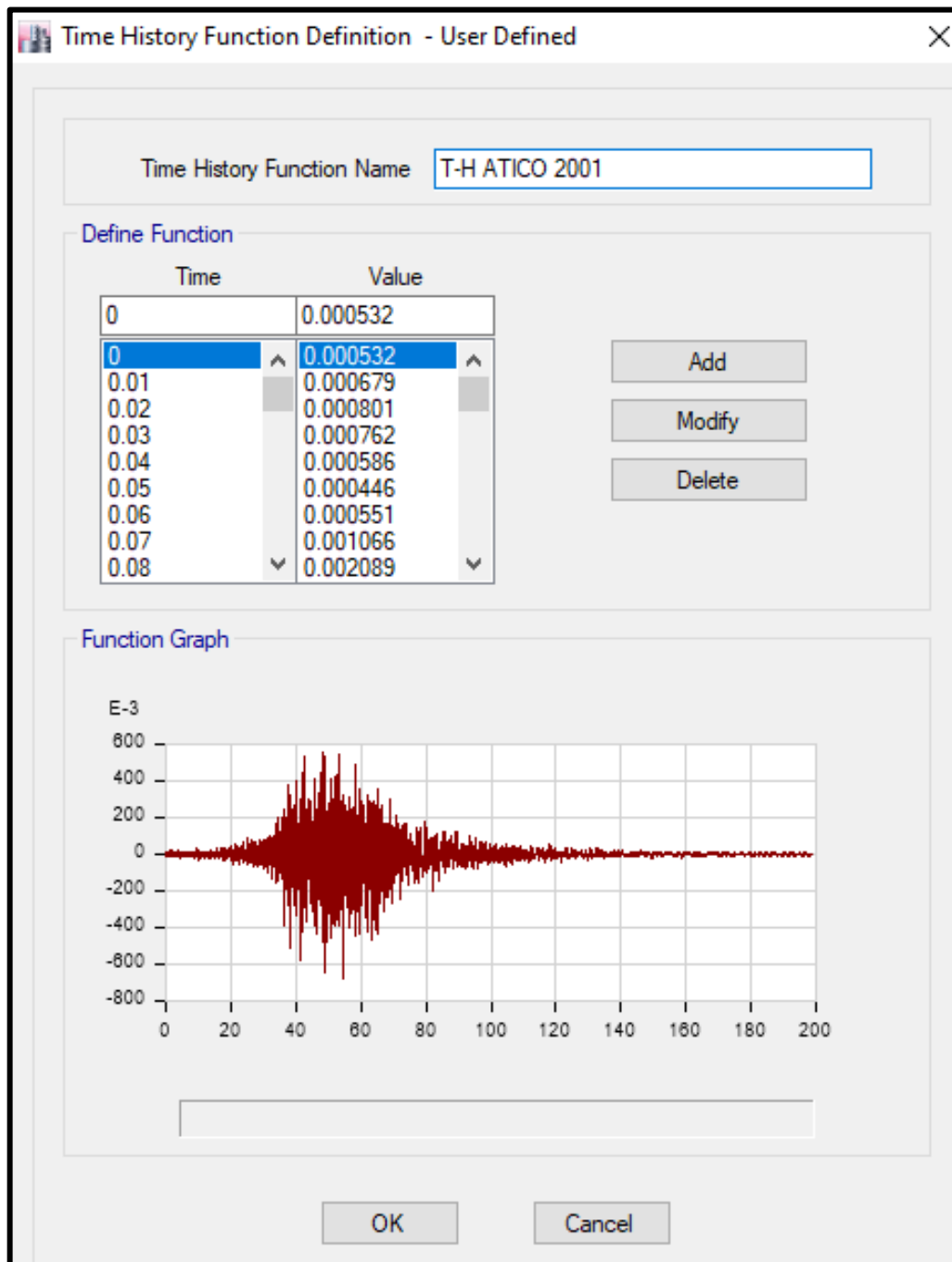


Figura 131. Registro Sísmico Atico 2001, Escalonado para un Espectro de Desplazamiento con Intervalos de Tiempo y Valor.



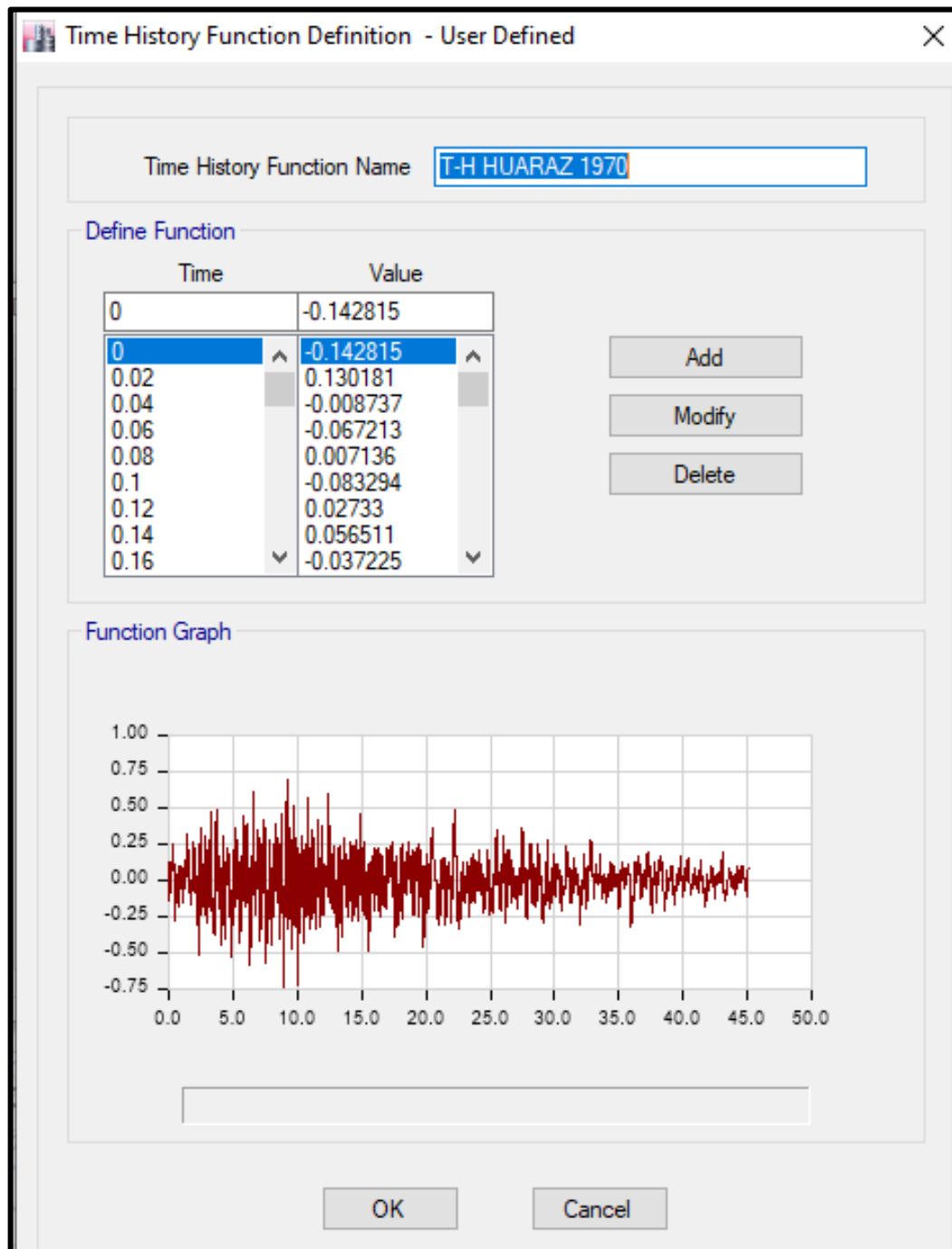


Figura 132. Registro Sísmico Huaraz 1970, Escalonado para un Espectro de Desplazamiento con Intervalos de Tiempo y Valor.

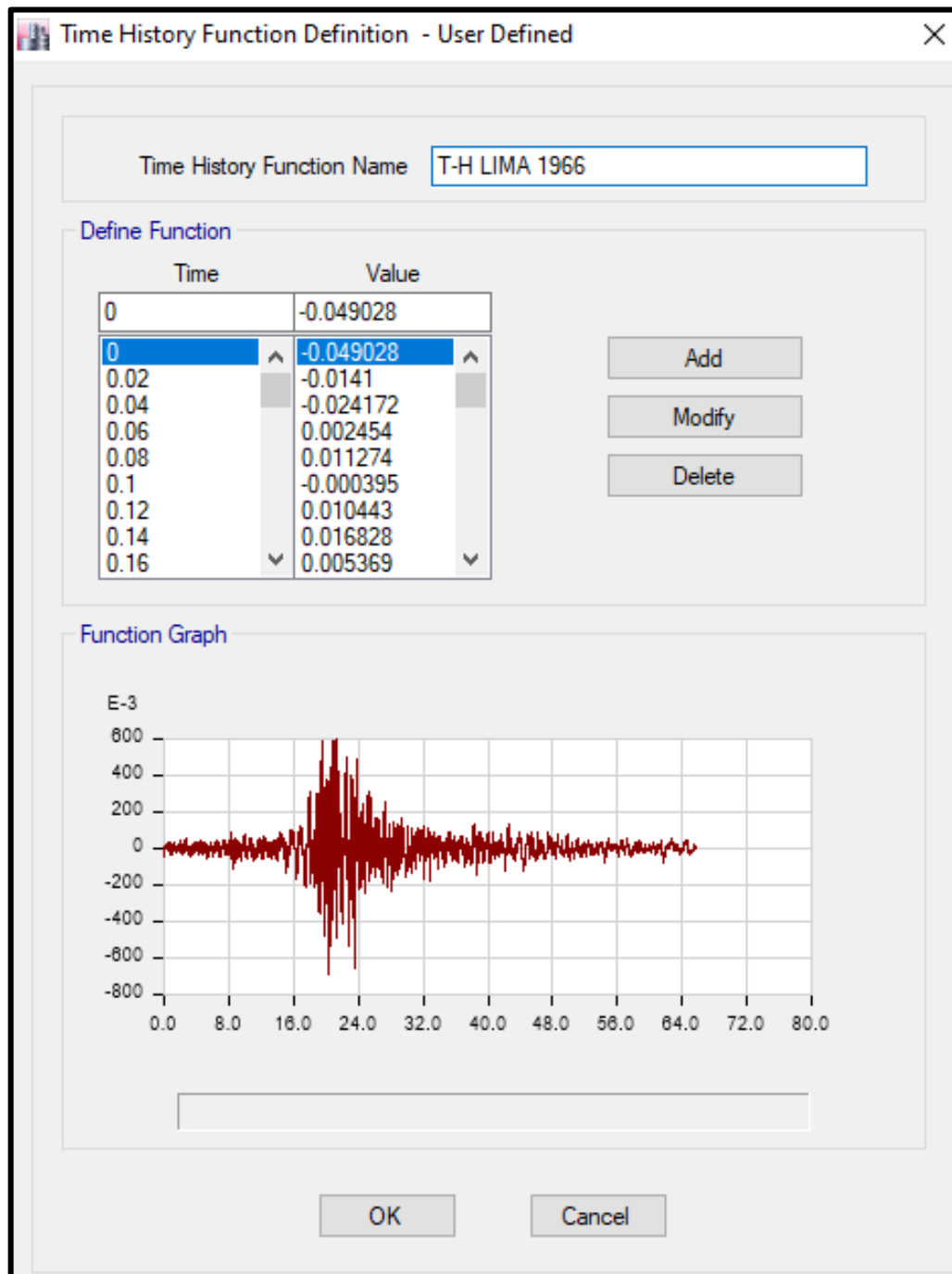


Figura 133. Registro Sísmico Lima 1966, Escalonado para un Espectro de Desplazamiento con Intervalos de Tiempo y Valor.

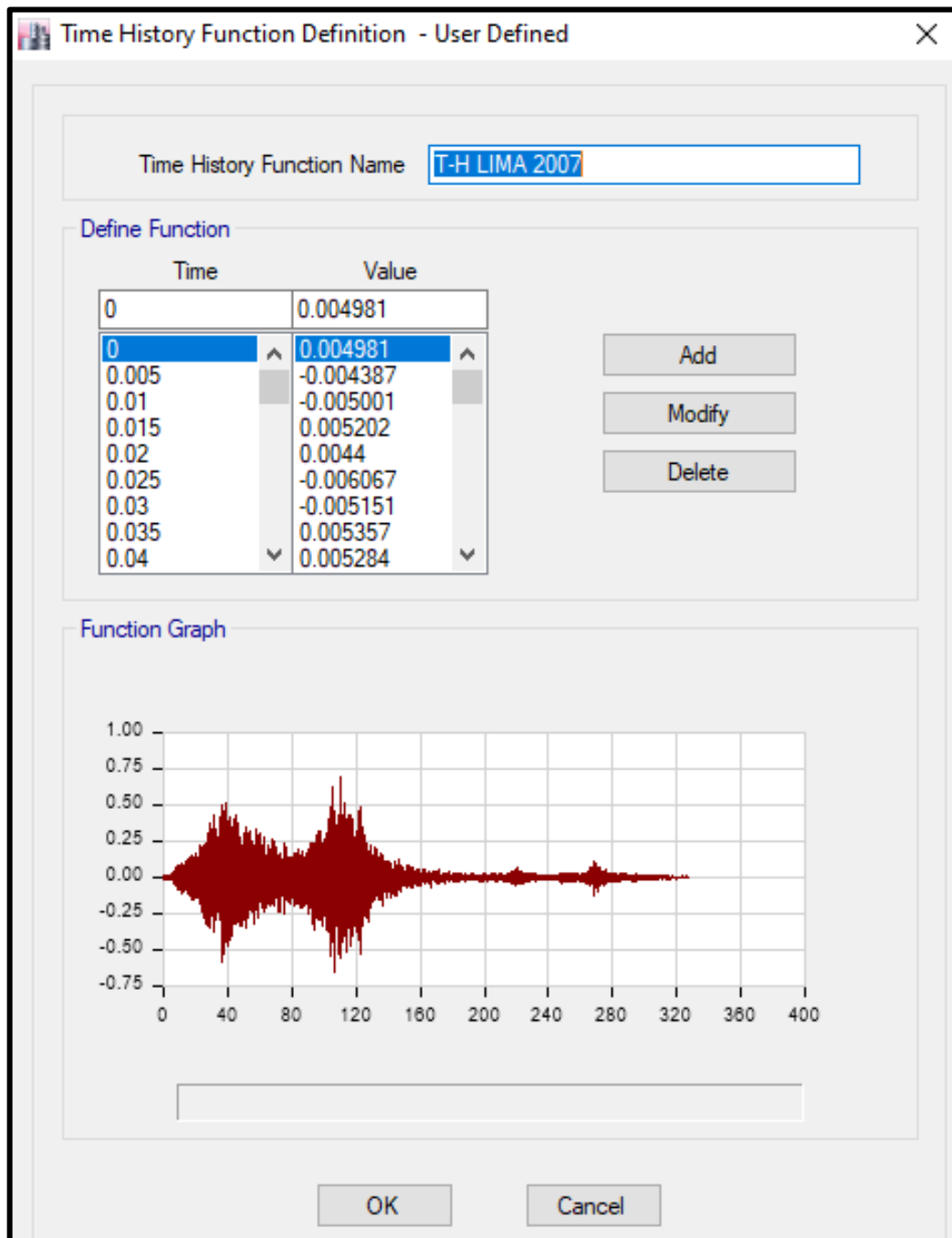


Figura 134. Registro Sísmico Lima 2007, Escalonado para un Espectro de Desplazamiento con Intervalos de Tiempo y Valor.

#### 4.4.4 Creación de los Casos de Carga para en Análisis Tiempo - Historia.

Una vez que ya se cuenta con los registros sísmicos escalonados para nuestro espectro de desplazamiento, procedemos a crear los casos de carga que será similar a la creación de un caso de análisis no lineal pushover, para lo cual tendremos que tener en cuenta que este tipo de análisis será un análisis tiempo – historia y a su vez estará dado después de la creación de un caso de carga gravitacional de tipo modal de historia no lineal, como se puede apreciar en la siguiente figura.

**Load Case Data**

**General**

Load Case Name: GRAVITACIONAL T-H

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

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MASA)

**Initial Conditions**

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case: \_\_\_\_\_

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Load Pattern	PESO PROPIO	Default Uniform	1.4
Load Pattern	ACABADOS	Default Uniform	1.4
Load Pattern	SOBRECARGA	Default Uniform	1

**Other Parameters**

Modal Load Case: Modal

Number of Output Time Steps: 100

Output Time Step Size: 0.1 sec

Modal Damping: Constant at 0.05

Nonlinear Parameters: Default

Buttons: Design..., Notes..., Add, Delete, Advanced, OK, Cancel

Figura 135. Definición del Caso de Carga Gravitacional No Lineal Tiempo – Historia con los Patrones de Carga Asignados.

De la misma manera se realizará la creación de los casos de carga Tiempo – Historia no lineal modal, para los cinco registros sísmicos que se realizaran la simulación para poder obtener resultados sobre el comportamiento estructural y los desplazamientos que estos pueden originar en la estructura.

La siguiente figura nos describe la creación para el caso de carga no lineal Tiempo – Historia, para el registro sísmico de la ciudad de Arequipa en el año 2007, que a su vez continua de un análisis no lineal Gravitacional Tiempo – Historia anteriormente creado, seleccionando la función Tiempo – Historia de la misma ciudad, considerando el factor de escala la gravedad 981 cm/seg<sup>2</sup> también teniendo en cuenta del mismo registro sísmico la cantidad de puntos que es igual a 31400 y con un intervalo de tiempo de 0.005 segundos.

Load Case Data

**General**

Load Case Name: TIEMPO HISTORIA AREQUIPA 2007 [Design...]

Load Case Type/Subtype: Time History | Nonlinear Modal (FNA) [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MASA)

**Initial Conditions**

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case: GRAVITACIONAL T-H

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	T-H AREQUIPA 2007	981

[Add] [Delete] [Advanced]

**Other Parameters**

Modal Load Case: Modal

Number of Output Time Steps: 31400

Output Time Step Size: 0.005 sec

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura 136. Definición del Caso de Carga No Lineal Tiempo – Historia para el Registro Sísmico de Arequipa 2007.

La siguiente figura nos describe la creación para el caso de carga no lineal Tiempo – Historia, para el registro sísmico de la ciudad de Atico en el año 2001,

que a su vez continua de un análisis no lineal Gravitacional Tiempo – Historia anteriormente creado, seleccionando la función Tiempo – Historia de la misma ciudad, considerando el factor de escala la gravedad  $981 \text{ cm/seg}^2$  también teniendo en cuenta del mismo registro sísmico la cantidad de puntos que es igual a 19892 y con un intervalo de tiempo de 0.01 segundos.

**Load Case Data**

**General**

Load Case Name: TIEMPO HISTORIA ATICO 2001 [Design...]

Load Case Type/Subtype: Time History (v) Nonlinear Modal (FNA) (v) [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MASA)

**Initial Conditions**

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case: GRAVITACIONAL T-H (v)

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration (v)	U1	T-H ATICO 2001	981

[Add] [Delete] [Advanced]

**Other Parameters**

Modal Load Case: Modal (v)

Number of Output Time Steps: 19892

Output Time Step Size: 0.01 sec

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura 137. Definición del Caso de Carga No Lineal Tiempo – Historia para el Registro Sísmico de Atico 2001.

La siguiente figura nos describe la creación para el caso de carga no lineal Tiempo – Historia, para el registro sísmico de la ciudad de Huaraz en el año de 1970, que a su vez continua de un análisis no lineal Gravitacional Tiempo – Historia anteriormente creado, seleccionando la función Tiempo – Historia de la misma

ciudad, considerando el factor de escala la gravedad  $981 \text{ cm/seg}^2$  también teniendo en cuenta del mismo registro sísmico la cantidad de puntos que es igual a 2255 y con un intervalo de tiempo de 0.02 segundos.

**Load Case Data**

**General**

Load Case Name: TIEMPO HISTORIA HUARAZ 1970

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

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MASA)

**Initial Conditions**

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case: GRAVITACIONAL T-H

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	T-H HUARAZ 1970	981

**Other Parameters**

Modal Load Case: Modal

Number of Output Time Steps: 2255

Output Time Step Size: 0.02 sec

Modal Damping: Constant at 0.05

Nonlinear Parameters: Default

OK Cancel

Figura 138. Definición del Caso de Carga No Lineal Tiempo – Historia para el Registro Sísmico de Huaraz 1970.

La siguiente figura nos describe la creación para el caso de carga no lineal Tiempo – Historia, para el registro sísmico de la ciudad de Lima en el año de 1966, que a su vez continua de un análisis no lineal Gravitacional Tiempo – Historia anteriormente creado, seleccionando la función Tiempo – Historia de la misma ciudad, considerando el factor de escala la gravedad  $981 \text{ cm/seg}^2$  también teniendo

en cuenta del mismo registro sísmico la cantidad de puntos que es igual a 3283 y con un intervalo de tiempo de 0.02 segundos.

**Load Case Data**

**General**

Load Case Name: TIEMPO HISTORIA LIMA 1966 [Design...]

Load Case Type/Subtype: Time History | Nonlinear Modal (FNA) [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MASA)

**Initial Conditions**

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case: GRAVITACIONAL T-H

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	T-H LIMA 1966	981

[Add] [Delete] [Advanced]

**Other Parameters**

Modal Load Case: Modal

Number of Output Time Steps: 3283

Output Time Step Size: 0.02 sec

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura 139. Definición del Caso de Carga No Lineal Tiempo – Historia para el Registro Sísmico de Lima 1966.

La siguiente figura nos describe la creación para el caso de carga no lineal Tiempo – Historia, para el registro sísmico de la ciudad de Lima en el año 2007, que a su vez continua de un análisis no lineal Gravitacional Tiempo – Historia anteriormente creado, seleccionando la función Tiempo – Historia de la misma ciudad, considerando el factor de escala la gravedad  $981 \text{ cm/seg}^2$  también teniendo



en cuenta del mismo registro sísmico la cantidad de puntos que es igual a 65400 y con un intervalo de tiempo de 0.005 segundos.

**Load Case Data**

**General**

Load Case Name: TIEMPO HISTORIA LIMA 2007 [Design...]

Load Case Type/Subtype: Time History [v] Nonlinear Modal (FNA) [v] [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MASA)

**Initial Conditions**

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case: GRAVITACIONAL T-H [v]

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration [v]	U1	T-H LIMA 2007	981

[Add] [Delete] [Advanced]

**Other Parameters**

Modal Load Case: Modal [v]

Number of Output Time Steps: 65400

Output Time Step Size: 0.005 sec

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura 140. Definición del Caso de Carga No Lineal Tiempo – Historia para el Registro Sísmico de Lima 2007.

## 4.5 RESULTADOS.

### 4.5.1 Análisis Sísmico Estático.

En el presente capítulo, se realizará la verificación de la hipótesis utilizada en los sistemas tanto para la dirección “X” y para la dirección “Y” en cuanto al factor de Reducción “R” para un sistema aporticado en el eje “X” y un sistema de muros estructurales para el eje “Y”, a continuación se realizara las fuerzas cortantes actuantes en la base, también se verificara el cumplimiento de la fuerza cortante en la base, en donde en el capítulo IV, artículo 29.4 del “Reglamento Nacional de Edificaciones E-030” menciona, que para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no puede ser menor que el 80% del valor calculado en el artículo 25 para estructuras regulares.

$$V_D \geq 80\%V_E$$

#### 4.5.1.1 Verificación de las Cortantes Estáticas y Dinámicas.

- De acuerdo al análisis realizado, podemos observar los valores obtenidos mediante el análisis Estático y análisis Dinámico, para lo cual debemos cumplir con la exigencia de la Norma E – 030 para las fuerzas cortantes en la base.
- Mediante el análisis Estático realizado podemos obtener los siguientes resultados para la fuerza cortante en la base, como se muestra a continuación:

Tabla 16. Fuerza Cortante Obtenido por el Análisis Sísmico Estático.

Patron de carga	Tipo	Dirección	Ecc %	Piso superior	Piso inferior	C	K	Peso Utilizado tonf	Fuerza Cortante tonf
SEstX	Seismic	X + Ecc. Y	5	Story4	Base	0.18867	1	638.502	<b>120.4662</b>
SEstY	Seismic	Y + Ecc. X	5	Story4	Base	0.25156	1	638.502	<b>160.6216</b>

- Mediante el análisis Dinámico se tiene las siguientes fuerzas cortantes en la base, como se muestra a continuación:

Tabla 17. Fuerzas Cortantes obtenidos por el Análisis Dinámico Dirección X.

N° PISO	CASO DE CARGA	VX	VY
		tonf	tonf
Story4	SDinX Max	14.6196	0.0137
Story3	SDinX Max	61.2965	0.0173
Story2	SDinX Max	87.9868	0.0213
Story1	SDinX Max	99.6329	0.0267

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 18. Fuerzas Cortantes obtenidos por el Análisis Dinámico Dirección Y.

N° PISO	CASO DE CARGA	VX	VY
		tonf	tonf
PISO 4	SDinY Max	0.2015	22.1363
PISO 3	SDinY Max	0.0217	82.2003
PISO 2	SDinY Max	0.0265	116.4685
PISO 1	SDinY Max	0.0392	133.8089

Fuente: Elaboración Propia.

- Teniendo ambos resultados realizamos la verificación de Cortantes para la Dirección X:

$$99.6329 \text{ tonf} \geq (0.8)120.4662 \text{ tonf}$$

$$99.6329 \text{ tonf} \geq 96.37 \text{ tonf ok}$$

- Teniendo ambos resultados realizamos la verificación de Cortantes para la Dirección X:

$$133.8089 \text{ tonf} \geq (0.8)160.6216$$

$$133.8089 \text{ tonf} \geq 128.49 \text{ ok}$$

- Al realizar los cálculos se puede observar que  $V_D \geq 80\% V_E$  cumple con lo establecido en la norma, para ilustrar realizaremos la siguiente tabla:

Tabla 19. Verificación de Cortantes Estáticas y Dinámicas.

	VX tonf	VY tonf
V Estático	120.4662	160.6216
V Dinámico	99.6329	133.8089
0.80*Vestático	96.3729	128.4972
Factor Amp	9.4890	9.4205
Amplificación	0.9672	0.9603
Conclusión	No Amplificar Espectro	No Amplificar Espectro

#### 4.5.1.2 Verificación de Coeficientes de Reducción en ambos sentidos.

- Para poder confirmar si el coeficiente de Reducción utilizado es el real, debemos de comprobar cuando de cortante absorbe cada elemento estructural como columnas y muros de concreto, para lo cual realizamos el siguiente procedimiento que se menciona a continuación:
- Visualizamos la fuerza cortante total ocasionada por el SdinX, realizamos un Corte de Sección que incluya a todos los pórticos dentro de este como se muestra en la siguiente figura:

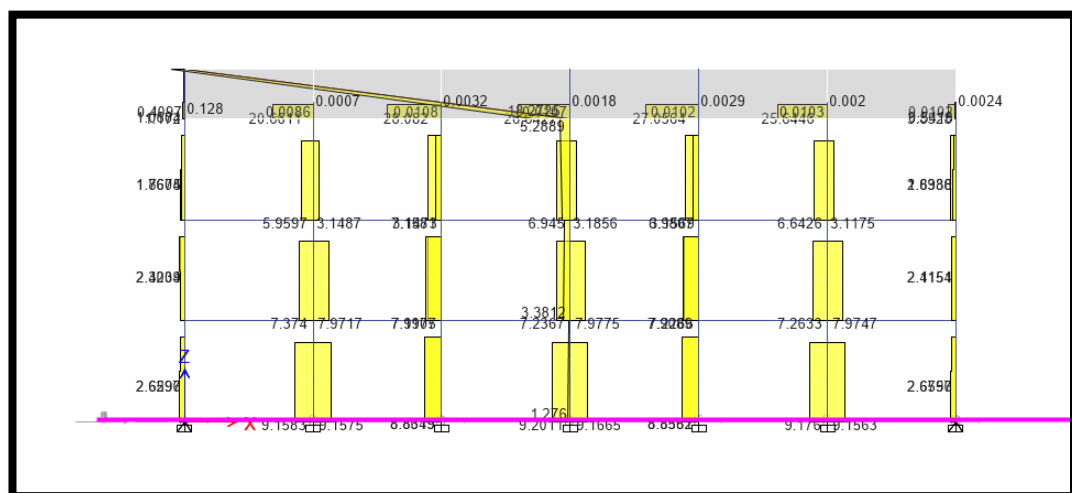


Figura 141. Corte de Sección (Section Cut) para la Dirección X.

- En la siguiente imagen se puede apreciar la fuerza cortante total en la base que ocasiona el SdinX, así mismo los elementos estructurales que

intervienen en la absorción de la misma, como son Columnas y Muros los que predominan.

Section Cut Forces

Section Cutting Line

	Start Point	End Point	
Global X	-2.6644	30.2218	m
Global Y	0.05	0.05	m

Load Case: SDinX

Objects to Include

Columns  Beams  Braces  
 Floors  Walls  Links

Resultant Force Location and Angle

Global X	13.7787	m
Global Y	0.5218	m
Global Z	0	m
Angle	0	deg

Integrated Forces

	Right Side				Left Side			
	1	2	Z		1	2	Z	
Force	99.6329	0.0267	0		99.6329	0.0267	0	tonf
Moment	0.192	769.7762	540.6756		0.192	769.7762	540.6756	tonf-m

Buttons: Save Right Side Cut, Save Left Side Cut, OK, Cancel, Refresh

Figura 142. Fuerza Cortante en la Base en la Dirección X.

Section Cut Forces

Section Cutting Line

	Start Point	End Point	
Global X	-1.1463	24.8424	m
Global Y	0.05	0.05	m

Load Case: SDinX

Objects to Include

Columns  Beams  Braces  
 Floors  Walls  Links

Resultant Force Location and Angle

Global X	11.848	m
Global Y	0.6798	m
Global Z	0	m
Angle	0.32	deg

Integrated Forces

	Right Side				Left Side			
	1	2	Z		1	2	Z	
Force	1.276	0.0267	0.2656		1.276	0.0267	0.2656	tonf
Moment	0.1168	333.779	108.6066		0.1168	333.779	108.6066	tonf-m

Buttons: Save Right Side Cut, Save Left Side Cut, OK, Cancel, Refresh

Figura 143. Fuerza Cortante que absorben Muros Estructurales en Dirección "X".

- En la siguiente tabla se puede apreciar la fuerza cortante en la base que absorbe cada elemento estructural, para lo cual se tiene que, si las Columnas absorben más del 80% la fuerza cortante, se trataría de un sistema Aporticado:

Tabla 20. Verificación de Coeficiente de Reducción para la Dirección “X”.

Verificación de R en Dirección X			R
Elementos	Cortante	%	
<b>COLUMNAS</b>	98.65390	98.72%	<b>8.00</b>
<b>MUROS</b>	1.27600	1.28%	

Fuente: Elaboración Propia.

- De la misma manera realizamos el procedimiento para la dirección Y y verificamos la fuerza cortante total ocasionada por el SDinY, realizamos un Corte de Sección que incluya a todos los pórticos dentro de este como se muestra en la siguiente figura:

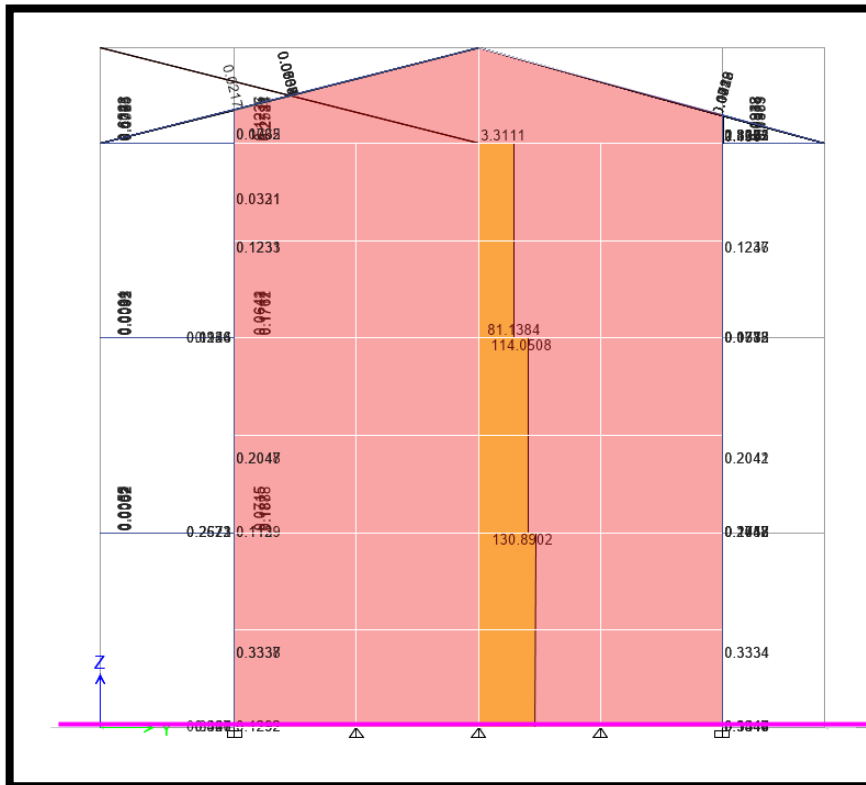


Figura 144. Corte de Sección (Section Cut) para la Dirección Y.

**Section Cut Forces**

**Section Cutting Line**

	Start Point	End Point	
Global X	-0.6569	12.7573	m
Global Y	0.05	0.05	m

**Load Case**: SDinY

**Resultant Force Location and Angle**

Global X	6.0502	m
Global Y	0.3313	m
Global Z	0	m
Angle	0.368	deg

**Objects to Include**

Columns  Beams  Braces  
 Floors  Walls  Links

**Integrated Forces**

	Right Side			Left Side			
	1	2	Z	1	2	Z	
Force	0.8327	133.8063	0	0.8327	133.8063	0	tonf
Moment	1031.1793	6.5314	886.9658	1031.1793	6.5314	886.9658	tonf-m

Buttons: Save Right Side Cut, Save Left Side Cut, OK, Cancel, Refresh

Figura 145. Fuerza Cortante en la Base en la Dirección X.

**Section Cut Forces**

**Section Cutting Line**

	Start Point	End Point	
Global X	-0.6569	12.7573	m
Global Y	0.05	0.05	m

**Load Case**: SDinY

**Resultant Force Location and Angle**

Global X	6.0502	m
Global Y	0.3313	m
Global Z	0	m
Angle	0.368	deg

**Objects to Include**

Columns  Beams  Braces  
 Floors  Walls  Links

**Integrated Forces**

	Right Side			Left Side			
	1	2	Z	1	2	Z	
Force	0.0291	3.7072	0.7817	0.0291	3.7072	0.7817	tonf
Moment	408.4719	7.3106	25.2466	408.4719	7.3106	25.2466	tonf-m

Buttons: Save Right Side Cut, Save Left Side Cut, OK, Cancel, Refresh

Figura 146. Fuerza Cortante que absorben las columnas en Dirección "Y".

**Section Cut Forces**

**Section Cutting Line**

	Start Point	End Point	
Global X	-0.6569	12.7573	m
Global Y	0.05	0.05	m

**Load Case**: SDinY

**Resultant Force Location and Angle**

Global X	6.0502	m
Global Y	0.3313	m
Global Z	0	m
Angle	0.368	deg

**Objects to Include**

Columns  Beams  Braces  
 Floors  Walls  Links

**Integrated Forces**

	Right Side			Left Side			
	1	2	Z	1	2	Z	
Force	0.8349	130.0997	0.7817	0.8349	130.0997	0.7817	tonf
Moment	622.8511	1.6616	861.721	622.8511	1.6616	861.721	tonf-m

Buttons: Save Right Side Cut, Save Left Side Cut, OK, Cancel, Refresh

Figura 147. Fuerza Cortante que absorben Muros Estructurales en Dirección "Y".

- En la siguiente tabla se puede apreciar la fuerza cortante en la base que absorbe cada elemento estructural, para lo cual se tiene que, si los Muros Estructurales absorben más del 70% la fuerza cortante, se trataría de un sistema de Muros Estructurales:

Tabla 21. Verificación de Coeficiente de Reducción para la Dirección “Y”.

Verificación de R en Dirección Y			R
Elementos	Cortante	%	
<b>COLUMNAS</b>	3.7072	2.77%	<b>6.00</b>
<b>MUROS</b>	130.0997	97.23%	

Fuente: Elaboración Propia.

#### 4.5.2 Análisis estructural.

En la presente evaluación se llevó a cabo con el análisis estructural obteniendo parámetros importantes como:

- Derivas de piso.
- Esfuerzos en los elementos vigas, columnas.
- Diagramas de momentos y fuerzas cortantes.
- Reacciones en los apoyos.

Los desplazamientos y derivas de piso se verificaron de acuerdo a las cargas de estructuración y metrado de cargas, así como las cargas de sismo asignadas para que cumplan con la deriva de piso que se encuentra en el **Capítulo IV artículo 32 “Desplazamientos laterales relativos admisibles”**, de la Norma Técnica E – 030 Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones.

En las siguientes figuras se describe los desplazamientos de la estructura analizada, para un caso de carga sísmica que tiene como un valor máximo en la dirección x = 4.126 cm y para la dirección y = 0.489 cm.



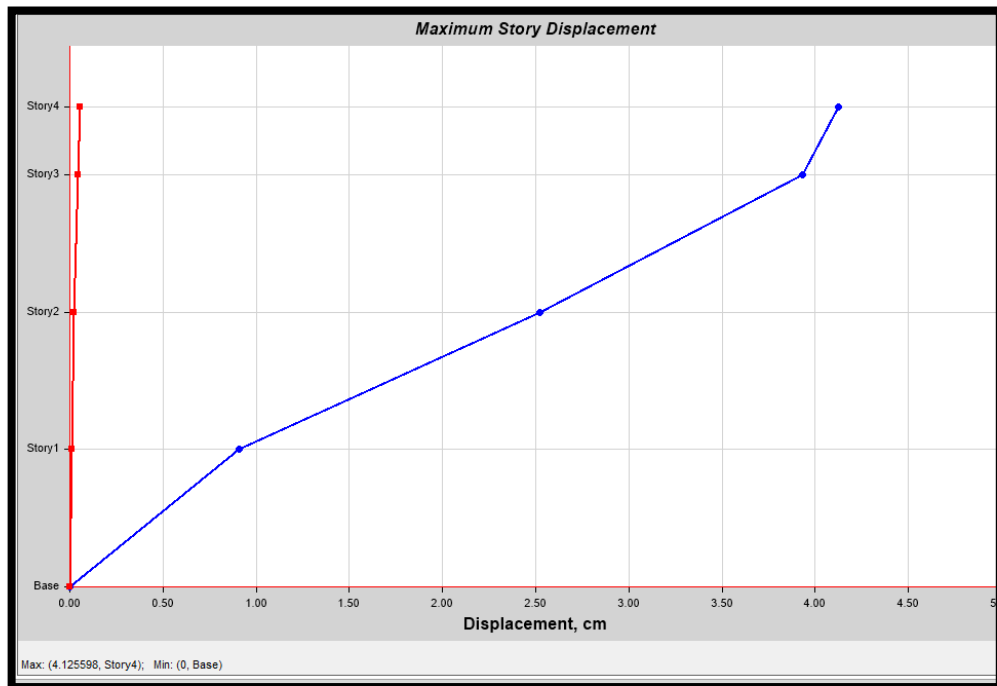


Figura 148. Desplazamientos de Piso para el Sismo en "X".

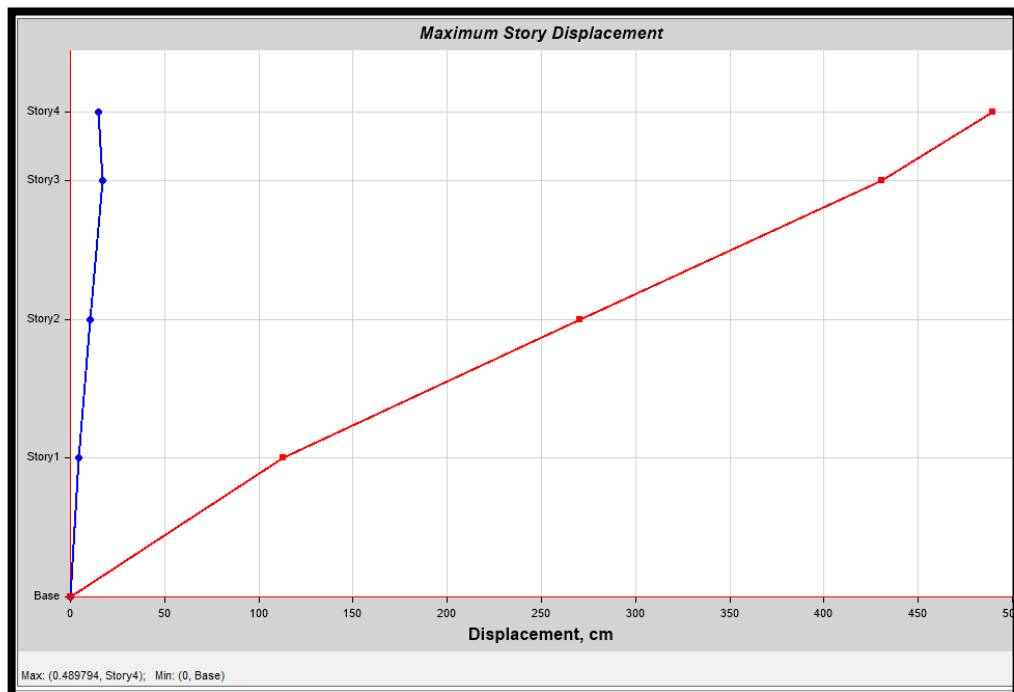


Figura 149. Desplazamientos de Piso para el Sismo en "Y".

En las siguientes tablas se realizará la verificación de las derivas máximas de entrepiso.

Tabla 22. Derivas Máximas de Entrepiso en el Eje “X”.

N° Piso	Caso de Carga	Item	Máxima Deriva	Promedio Deriva	Ratio	Max Loc	CUMPLE
						Z m	
Piso 3	SDinX Max	Diaph D3 X	0.005932	7	9.15	SI	Piso 3
Piso 2	SDinX Max	Diaph D2 X	0.006778	7	6.1	SI	Piso 2
Piso 1	SDinX Max	Diaph D1 X	0.003803	24	3.05	SI	Piso 1

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 23. Derivas Máximas de Entrepiso en el Eje “Y”.

N° Piso	Caso de Carga	Item	Máxima Deriva	Promedio Deriva	Ratio	Max Loc	CUMPLE
						Z m	
Piso 3	SDinY Max	Diaph D3 Y	0.000529	33	9.15	SI	Piso 3
Piso 2	SDinY Max	Diaph D2 Y	0.000518	40	6.1	SI	Piso 2
Piso 1	SDinY Max	Diaph D1 Y	0.000371	40	3.05	SI	Piso 1

Fuente: Elaboración Propia.

En las siguientes tablas tendremos los desplazamientos ocasionados por el sismo tanto para el eje X como para el eje Y.

Tabla 24. Desplazamientos en el Eje “X”.

N° PISO	CASO DE CARGA	DIRECCION	MAXIMO	PROMEDIO	Ratio
			cm	cm	
Story3	SDinX Max	X	3.9221	3.9138	1.002
Story2	SDinX Max	X	2.5172	2.5134	1.002
Story1	SDinX Max	X	0.9061	0.9046	1.002

Fuente: Elaboración Propia.

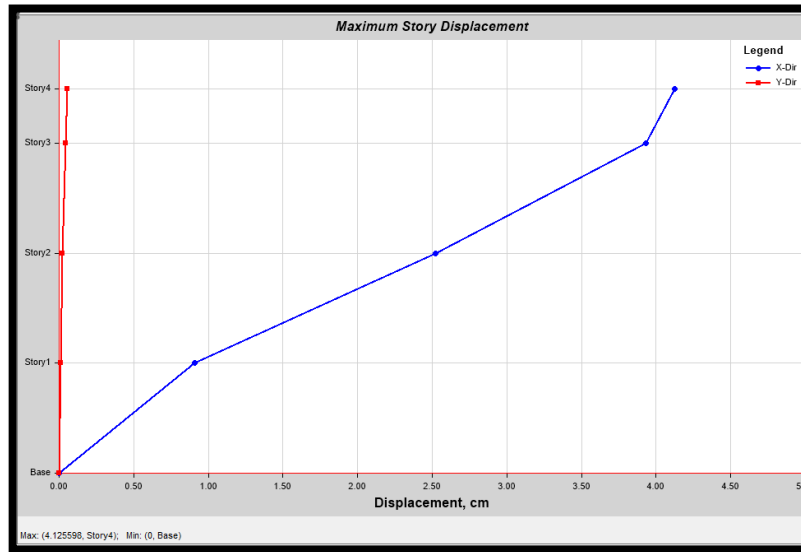


Figura 150. Desplazamiento de los niveles en el Eje X.

Tabla 25. Desplazamientos en el Eje “Y”.

N° PISO	CASO DE CARGA	DIRECCION	MAXIMO	PROMEDIO	Ratio
			cm	cm	
Story3	SDinY Max	Y	0.4307	0.4152	1.037
Story2	SDinY Max	Y	0.2704	0.2604	1.038
Story1	SDinY Max	Y	0.1129	0.1087	1.039

Fuente: Elaboración Propia.

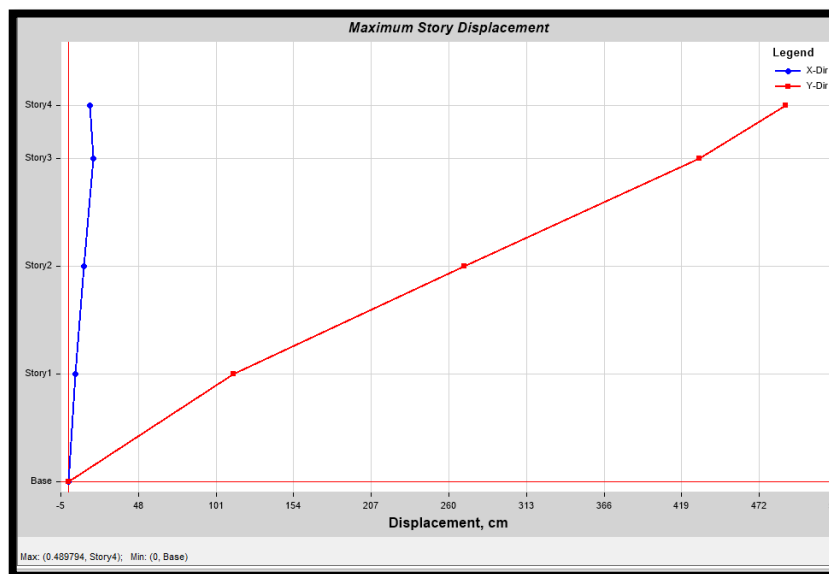


Figura 151. Desplazamiento de los niveles en el Eje Y.

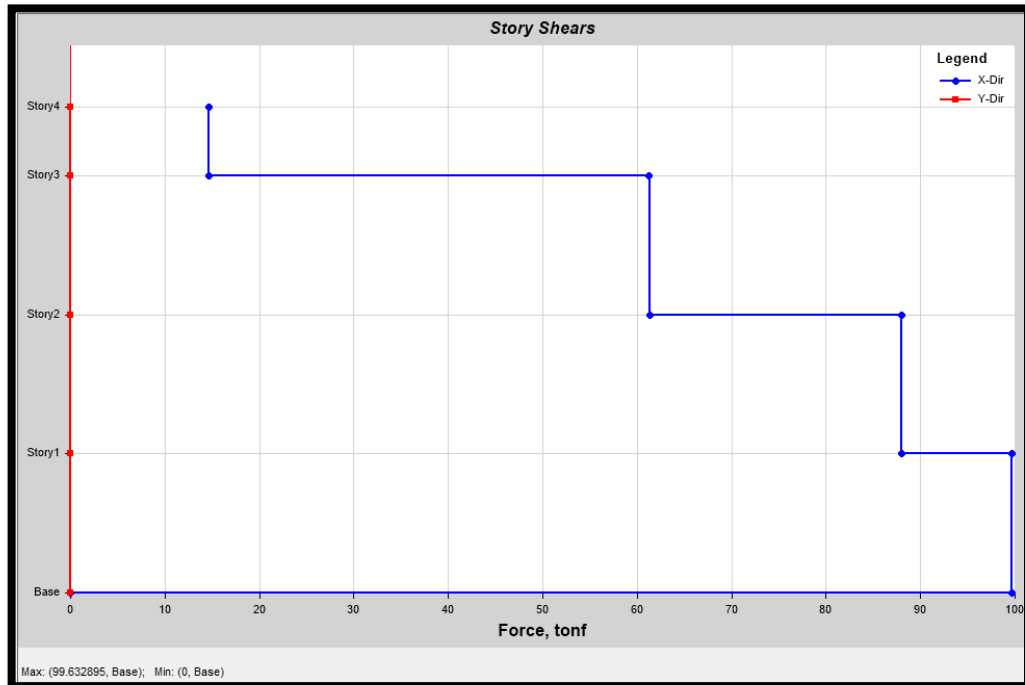


Figura 152. Fuerza Cortante en los Pisos debido al Sismo en "X".

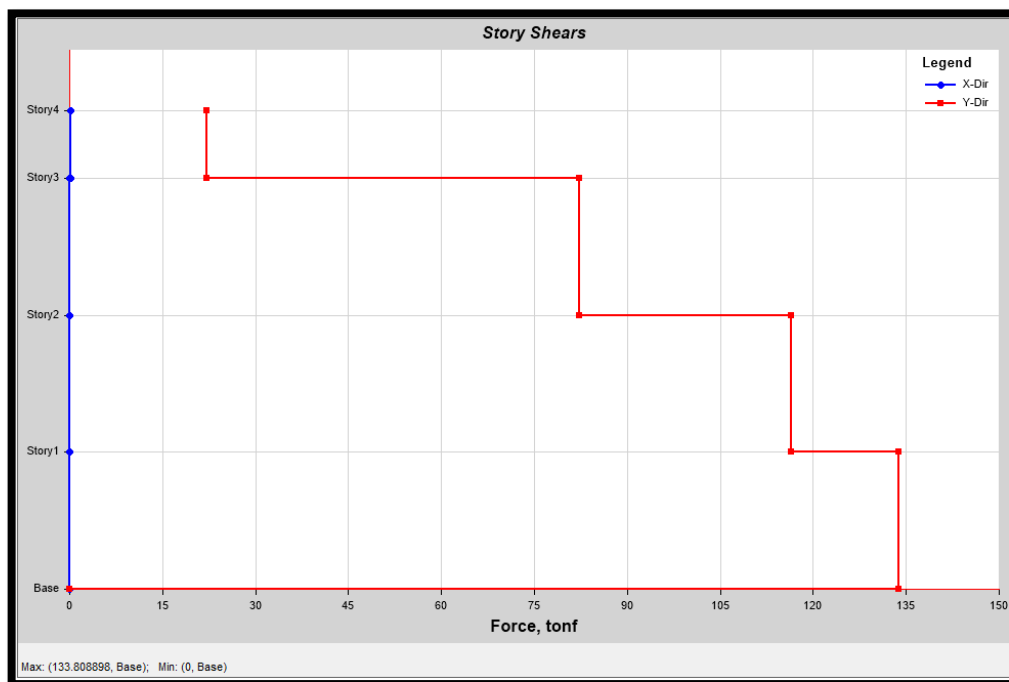


Figura 153. Fuerza Cortante en los Pisos debido al Sismo en "Y".

La siguiente tabla nos muestra datos de fuerzas debido a la combinación de carga de Peso de la Estructura, que a su vez esta contempla peso propio, acabados y un 25% de carga viva o sobrecarga.

Tabla 26. Fuerzas Debido a Cargas por Peso de la Estructura.

N° PISO	CASO DE CARGA	P	T	MX	MY
		tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
PISO 4	PESO ESTRUCTURA	135.8359	1.42E-05	774.0974	-1589.6573
PISO 3	PESO ESTRUCTURA	320.7383	1.41E-05	1841.2738	-3753.0159
PISO 2	PESO ESTRUCTURA	622.2327	1.41E-05	3384.5828	-7280.4995
PISO 1	PESO ESTRUCTURA	923.727	1.41E-05	4927.8918	-10807.9831

Fuente: Elaboración Propia.

Las siguientes tablas nos muestra resultados sobre las fuerzas cortantes de sismo para cada dirección tanto en X como en Y.

Tabla 27. Fuerzas Cortantes Debido al Sismo en la Dirección "X".

N° PISO	CASO DE CARGA	VX	VY	T	MX	MY
		tonf	tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
PISO 4	SDinX Max	14.6196	0.0137	85.9292	0.0206	21.9294
PISO 3	SDinX Max	61.2965	0.0173	373.3912	0.068	208.8394
PISO 2	SDinX Max	87.9868	0.0213	525.7209	0.1237	472.8
PISO 1	SDinX Max	99.6329	0.0267	592.3639	0.192	769.7762

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 28. Fuerzas Cortantes Debido al Sismo en la Dirección “Y”.

N° PISO	CASO DE CARGA	VX	VY	T	MX	MY
		kgf	kgf	kgf-cm	kgf-cm	kgf-cm
PISO 4	SDinY Max	0.2015	22.1363	259.4032	33.2044	0.3023
PISO 3	SDinY Max	0.0217	82.2003	1032.1425	283.1975	0.2861
PISO 2	SDinY Max	0.0265	116.4685	1473.2666	633.129	0.3216
PISO 1	SDinY Max	0.0392	133.8089	1696.5478	1031.1999	0.3207

Fuente: Elaboración Propia.

#### 4.5.3 Resultados del análisis Estático no Lineal Pushover.

Con los métodos y procedimientos ya visto en los capítulos anteriores, se llegó a desarrollar el análisis no lineal, obteniendo como resultados que mencionaremos a continuación:

##### 4.5.3.1 Determinación del periodo de la Estructura.

El periodo de la estructura se halló de acuerdo a un análisis modal de 12 modos de vibración asignado al software Etabs v.16 que como resultado nos da un valor de  $T = 0.293 \text{ seg}$  en la dirección X y  $T = 0.094 \text{ seg}$  para la dirección Y, como se observa en la siguiente tabla.

Tabla 29. Periodos y Frecuencias.

CASO	MODO	PERIODO	FRECUENCIA	FRECUENCIA CIRCULAR	VALOR EIGEN
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad <sup>2</sup> /sec <sup>2</sup>
Modal	1	0.293	3.417	21.4715	461.0265
Modal	2	0.094	10.609	66.6592	4443.4438
Modal	3	0.069	14.562	91.497	8371.7027
Modal	4	0.065	15.369	96.5689	9325.5586
Modal	5	0.03	33.199	208.5937	43511.3261
Modal	6	0.027	37.142	233.3687	54460.9555
Modal	7	0.019	52.084	327.2518	107093.7177
Modal	8	0.019	53.15	333.9506	111523.0167
Modal	9	0.017	60.173	378.0801	142944.55
Modal	10	0.014	70.122	440.5919	194121.2013
Modal	11	0.014	72.475	455.3716	207363.2677
Modal	12	0.007	137.137	861.6583	742454.9647

Fuente: Elaboración Propia.

#### 4.5.2.2 Rótulas Plásticas.

Para hallar los resultados se desarrolló el monitoreo de las rótulas plásticas asignadas a cada elemento estructural, de la misma manera la asignación de un patrón de cargas laterales asignadas al diafragma de losa, como se muestra en la siguiente tabla:

Primeramente, extraer la fuerza cortante que actúa en los niveles, como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 30. Fuerza Cortante Actuante en los Niveles de la Estructura.

PISO	CASO DE CARGA	VX
		Tonf
PISO 4	3. 1.4 CM + S/C + SX Max	14.6196
PISO 3	3. 1.4 CM + S/C + SX Max	61.2965
PISO 2	3. 1.4 CM + S/C + SX Max	87.9868
PISO 1	3. 1.4 CM + S/C + SX Max	99.6329

Fuente: Elaboración Propia.

Para lo cual tomamos como cortante máxima  $Vx = 99.6329 \text{ Tonf}$

Tabla 31. Distribución de Fuerzas Laterales por cada Piso.

Nivel	Peso de Estructura	W piso	Altura	W*Altura	%	ANL (tonf)
1	923.727	301.4943	3.05	919.557615	0.1559	15.54
2	622.2327	301.4944	6.1	1839.11584	0.3119	31.07
3	320.7383	184.9024	9.15	1691.85696	0.2869	28.58
4	135.8359	135.8359	10.65	1446.652335	0.2453	24.44
				5897.18275	1.0000	<b>99.6329</b>

Fuente: Elaboración Propia.

En la siguiente figura se puede apreciar la carga lateral asignada, con un valor de **Flat = 15.54 tonf** en la dirección “X” del primer nivel en el diafragma 1.

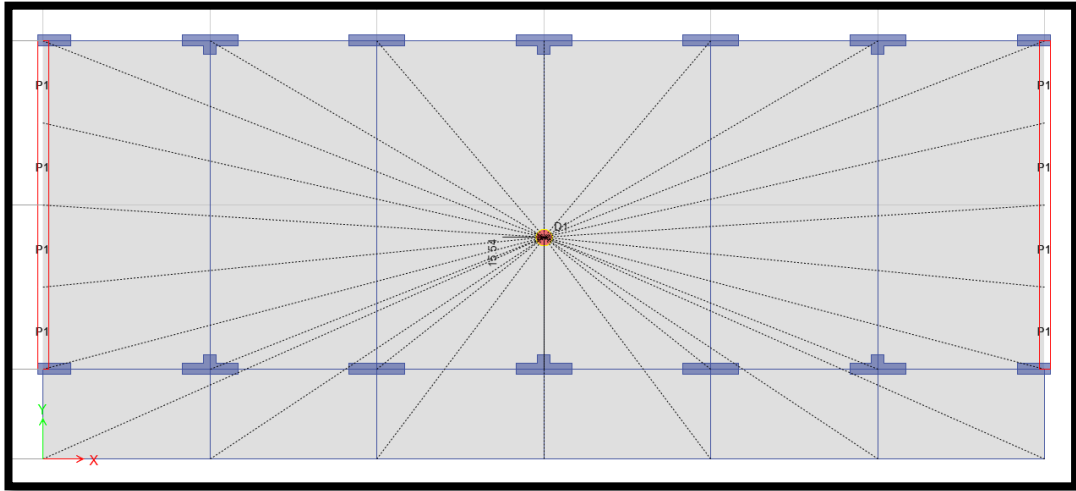


Figura 154. Fuerza Lateral en el Piso 1 en el eje “X”.

En la siguiente figura se puede apreciar la carga lateral asignada, con un valor de **Flat = 31.07 tonf** en la dirección “X” del segundo nivel en el Diafragma 2.

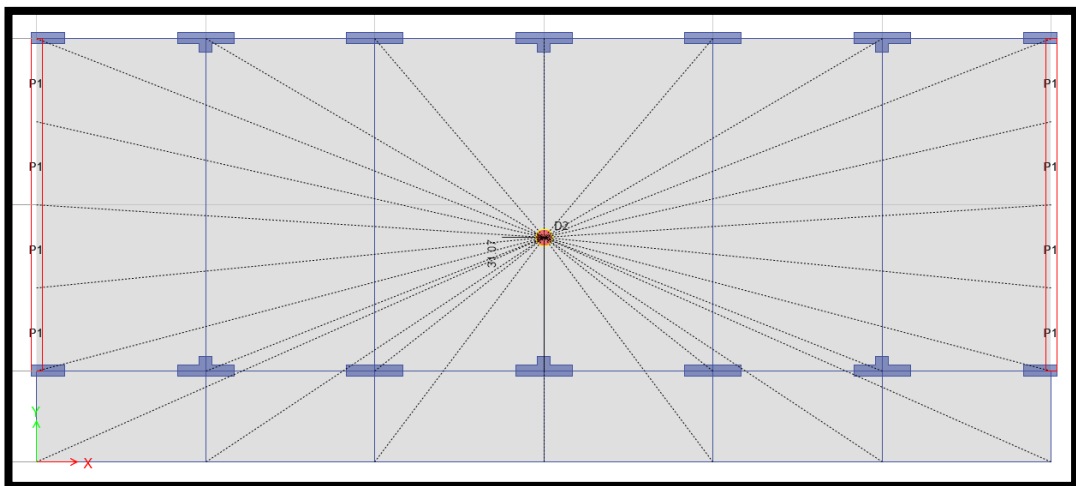


Figura 155. Fuerza Lateral en el Piso 2 en el eje “X”.

En la siguiente figura se puede apreciar la carga lateral asignada, con un valor de **Flat = 28.58 tonf** en la dirección “X” del tercer nivel en el Diafragma 3.



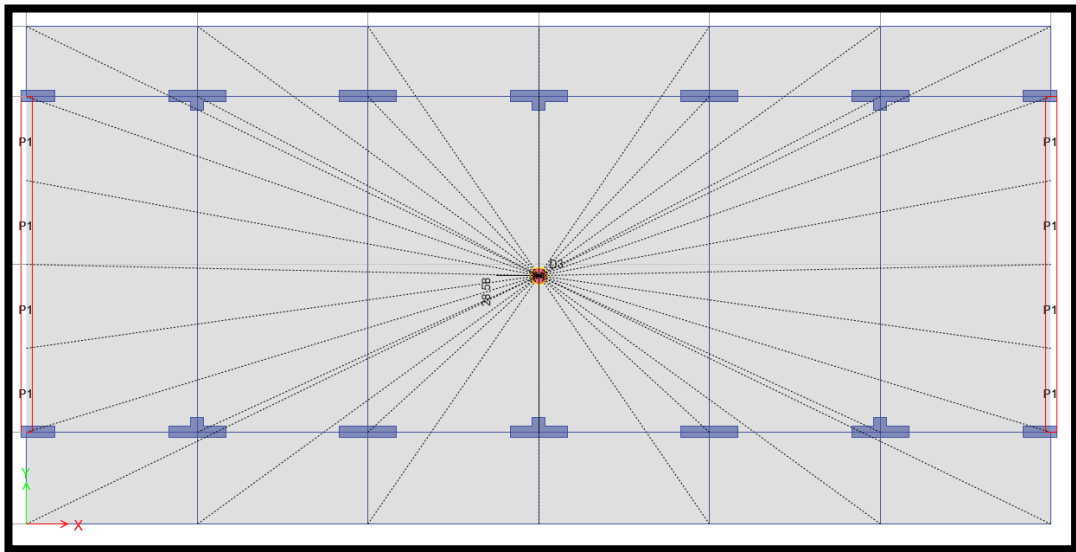


Figura 156. Fuerza Lateral en el Piso 3 en el eje "X".

En la siguiente figura se puede apreciar que para un paso 2 se produce las rotulas plásticas en las vigas de los primeros niveles a su vez todas se encuentran en el rango de ocupación inmediata.

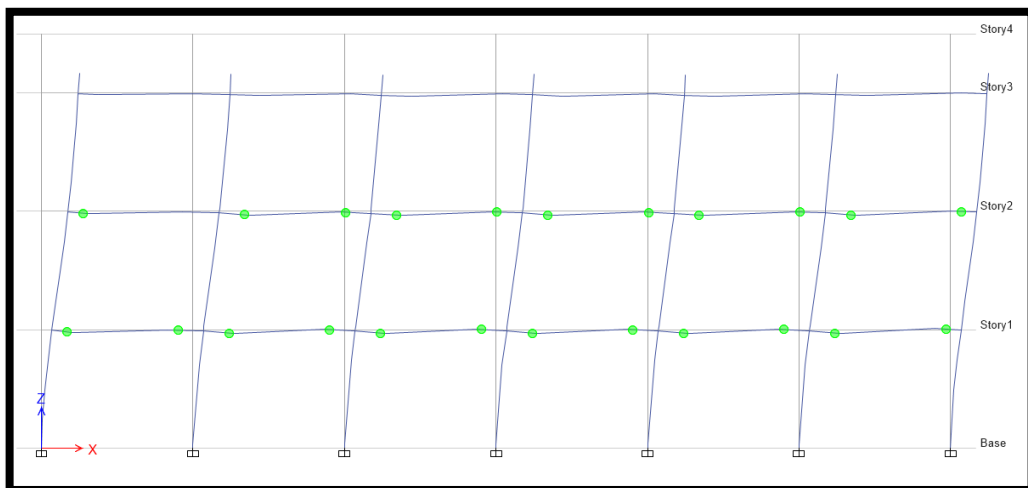


Figura 157. Aparición de Rotulas Plásticas para el Paso 2.

En la siguiente figura se puede apreciar que para un paso 4, se producen rotulas plásticas en todas las vigas, y en las columnas del primer nivel aparecen estas rotulas plásticas y a su vez todas se encuentran en el rango de ocupación inmediata.

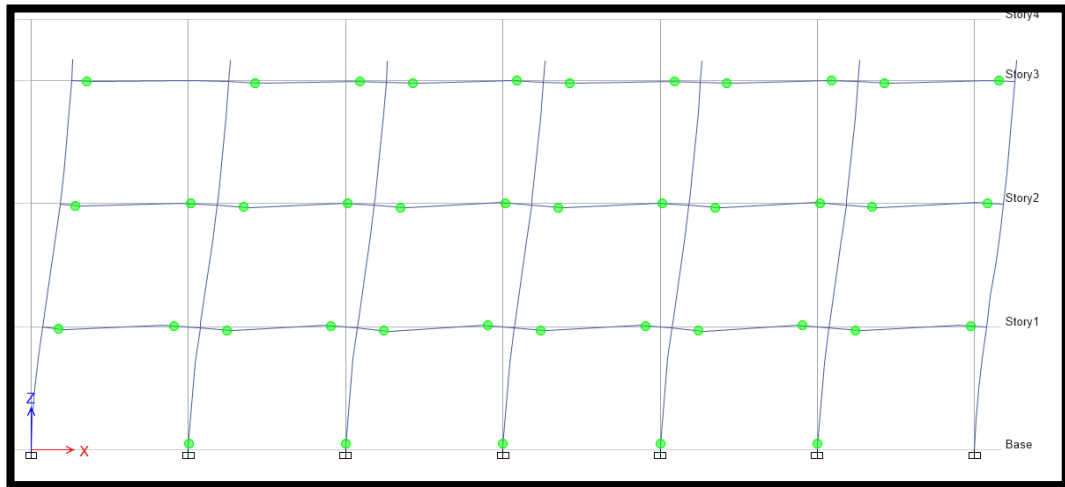


Figura 158. Aparición de Rotulas Plásticas para el Paso 4.

En la siguiente figura se puede apreciar que para un paso 6, se producen rotulas plásticas en las columnas en el primer nivel y que a su vez estas ya incursionan en el rango de Seguridad a la Vida y Prevención al Colapso.

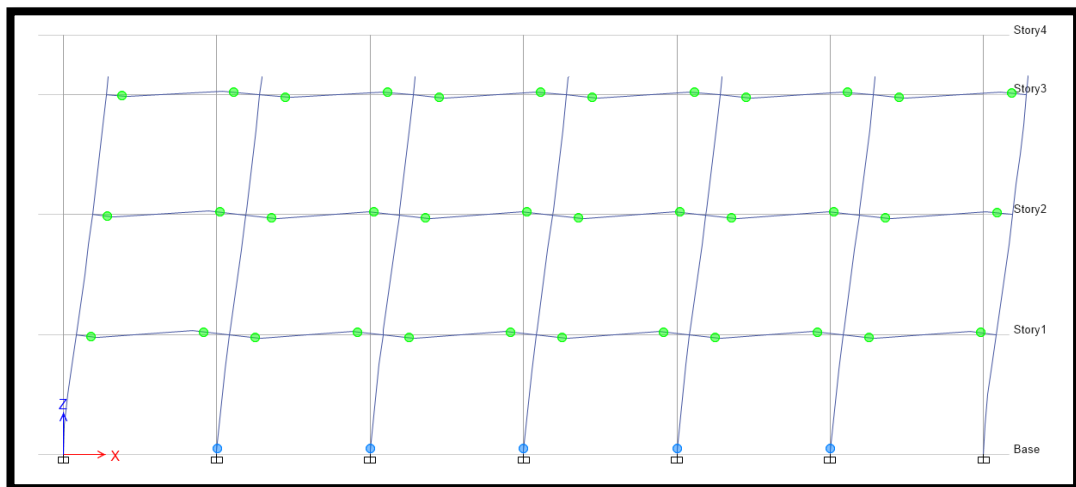


Figura 159. Aparición de Rotulas Plásticas para el Paso 6.

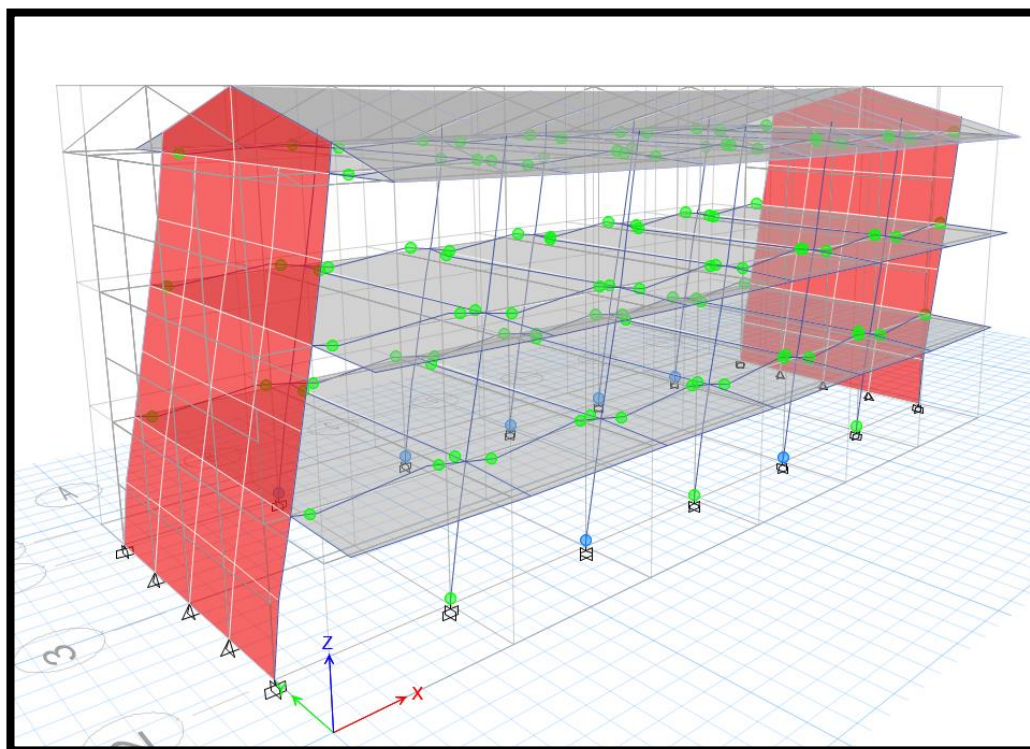


Figura 160. Vista 3D de Rotulas Plásticas en Elementos Estructurales.

#### 4.5.2.3 Calculo de la Curva de Capacidad Estructural.

Con los casos de cargas no lineales ya definidos, solo que correr el modelo. El tiempo de espera dependerá de los parámetros establecidos en los casos de carga a analizar. El software indicara si se logra la convergencia en los casos, o existe algún tipo de error en los casos ingresados. Una vez completado el análisis para poder apreciar los resultados, ingresamos desde el menú “display” y “Show Static Pushover Curve”, y así poder visualizar las curvas de capacidad para cada caso analizado.

A continuación, mostraremos las curvas de capacidad y el punto de desempeño en la estructura, para los diferentes casos de cargas, en las figuras las líneas de color verde representan la capacidad estructural y la línea de color rojo la demanda del espectro según la norma técnica E – 030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

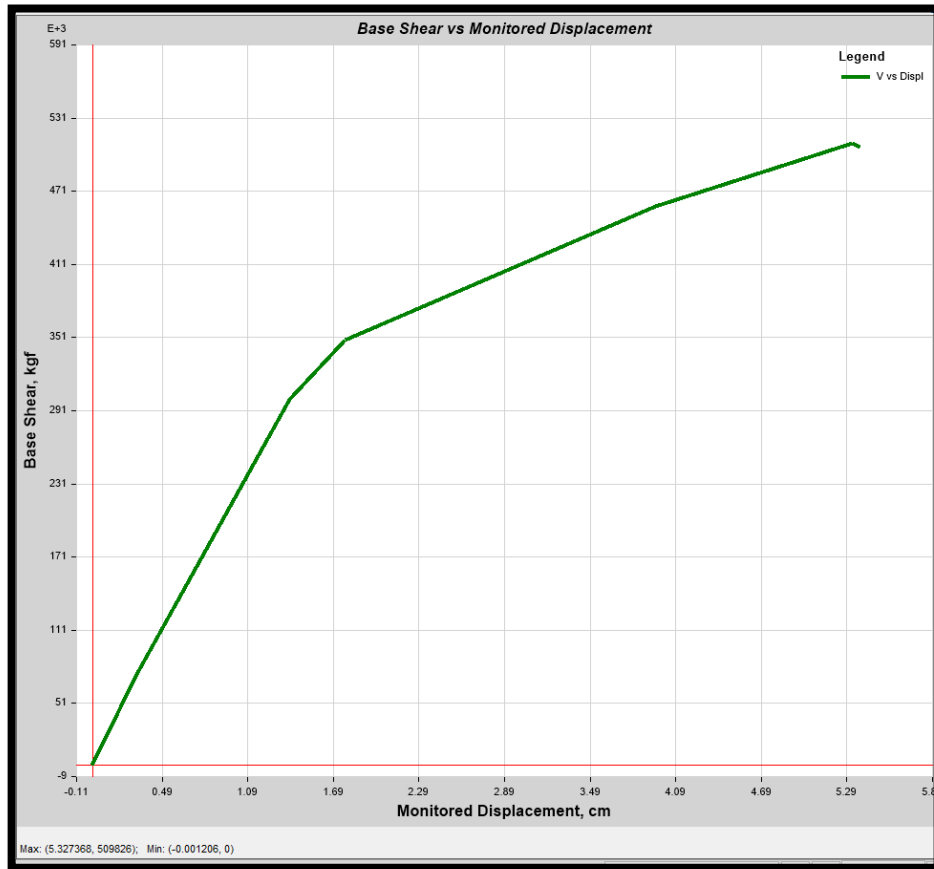


Figura 161. Curva de Capacidad para el Caso no Lineal Push – X.

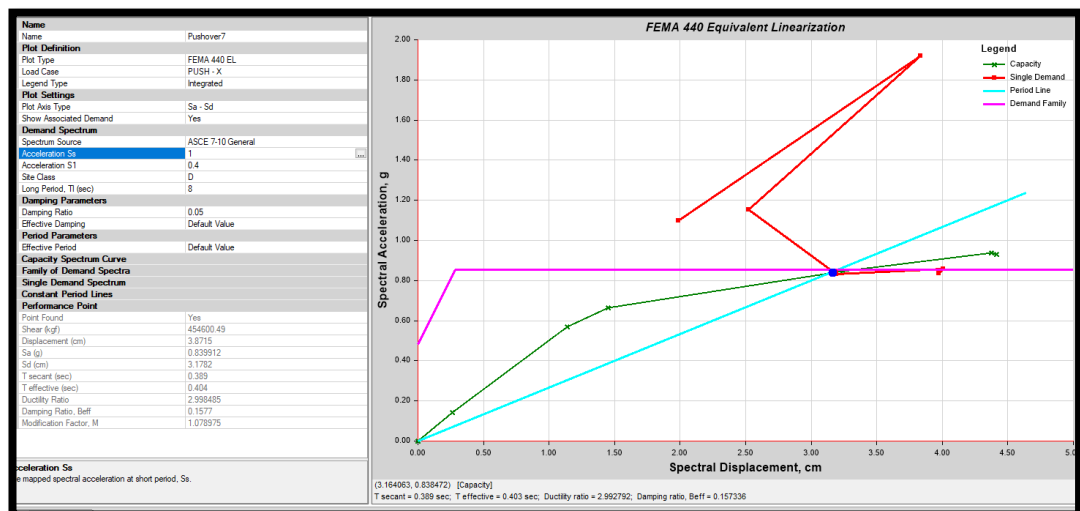


Figura 162. Curva de Capacidad para el Caso no Lineal Push – X con Adaptación del FEMA 440.

La figura nos muestra una relación entre el corte en la base vs el desplazamiento, también se visualiza que el punto de desempeño se encuentra ubicado en un rango donde está incursionando el rango inelástico, con un desplazamiento de 3.36 cm

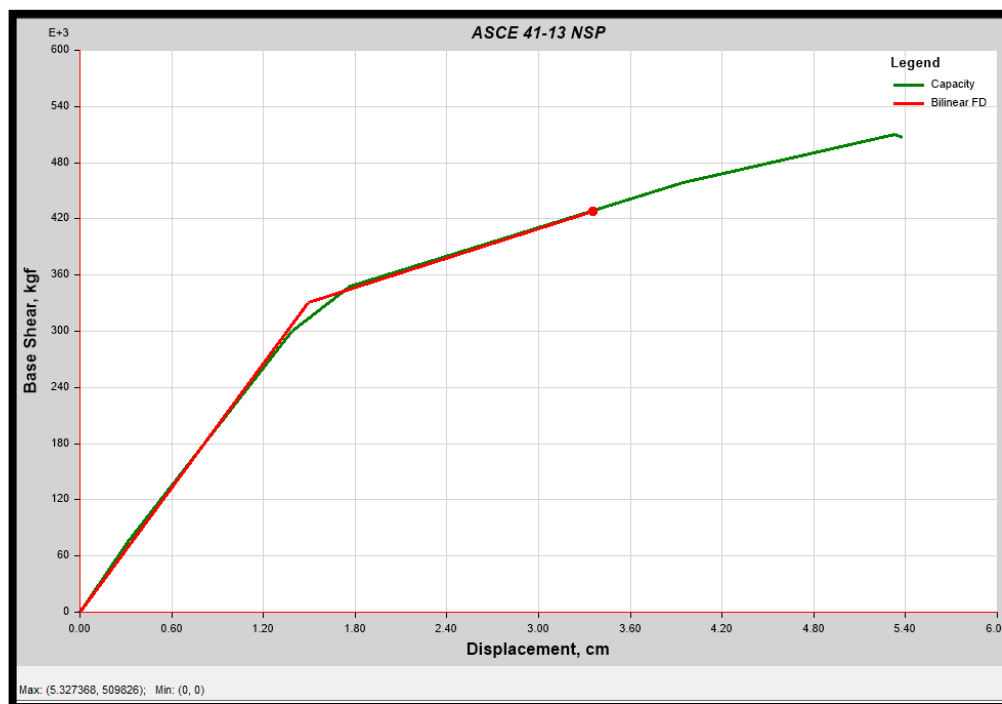


Figura 163. Punto de Desempeño en la Curva de Capacidad.

Tabla 32. Rótulas Plásticas Actuales y su Comportamiento en la Estructura.

Step	Desplazamiento Monitoreado m	Fuerza en la Base tonf	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	-1.20E-05	0	137	25	0	0	0	162	0	0	0	162
1	0.003146	75.7501	137	25	0	0	0	162	0	0	0	162
2	0.01384	300.0644	81	81	0	0	0	162	0	0	0	162
3	0.017677	348.6976	59	103	0	0	0	162	0	0	0	162
4	0.039474	458.4248	54	108	0	0	0	152	10	0	0	162
5	0.053274	509.8259	51	109	2	0	0	152	0	10	0	162
6	0.053782	507.1578	51	104	7	0	0	152	0	10	0	162

Fuente: Elaboración Propia.

En la tabla anterior se puede apreciar los puntos de nivel de desempeño desde A – B, hasta > CP, según nuestro análisis podemos observar que la mayoría de rótulas formadas se encuentran en el rango A – B, y A – IO. Lo cual representa un buen estado o buen nivel de desempeño estructural.

#### **4.5.4 Resultados del análisis no Lineal Tiempo – Historia.**

Para un análisis no lineal Tiempo – Historia, se obtuvieron resultados que básicamente fue enfocado en realizar la comparativa en cuantos a los desplazamientos que puedan ocasionar los diferentes registros sísmicos introducidos al Software Etabs v.16 a la Estructura a evaluar, de la misma manera haremos mención a los cinco registros sísmicos y sus respectivos desplazamientos que generarían a dicha edificación, como se muestra en las siguientes figuras:

En la siguiente figura se puede apreciar que el Registro Sísmico de Arequipa en el año 2007, la cual tuvo una duración de 157 segundos, el desplazamiento que ocasionaría a la Institución Educativa Gran Unidad Escolar “San Carlos” – Puno sería un desplazamiento máximo de  $\Delta_{max} = 5.01 \text{ cm}$  que ocurriría en el instante de  $t = 29.12 \text{ seg}$ , de la misma manera ocurriría un desplazamiento mínimo de  $\Delta_{min} = -5.29 \text{ cm}$  que ocurriría en el instante de  $t = 35.20 \text{ seg}$ , lo cual da a entender que dicha estructura tendría un desplazamiento final de  $\Delta = 5.30 \text{ cm}$  en un instante de tiempo  $t = 35.20 \text{ seg}$ , el cual sería el más crítico.

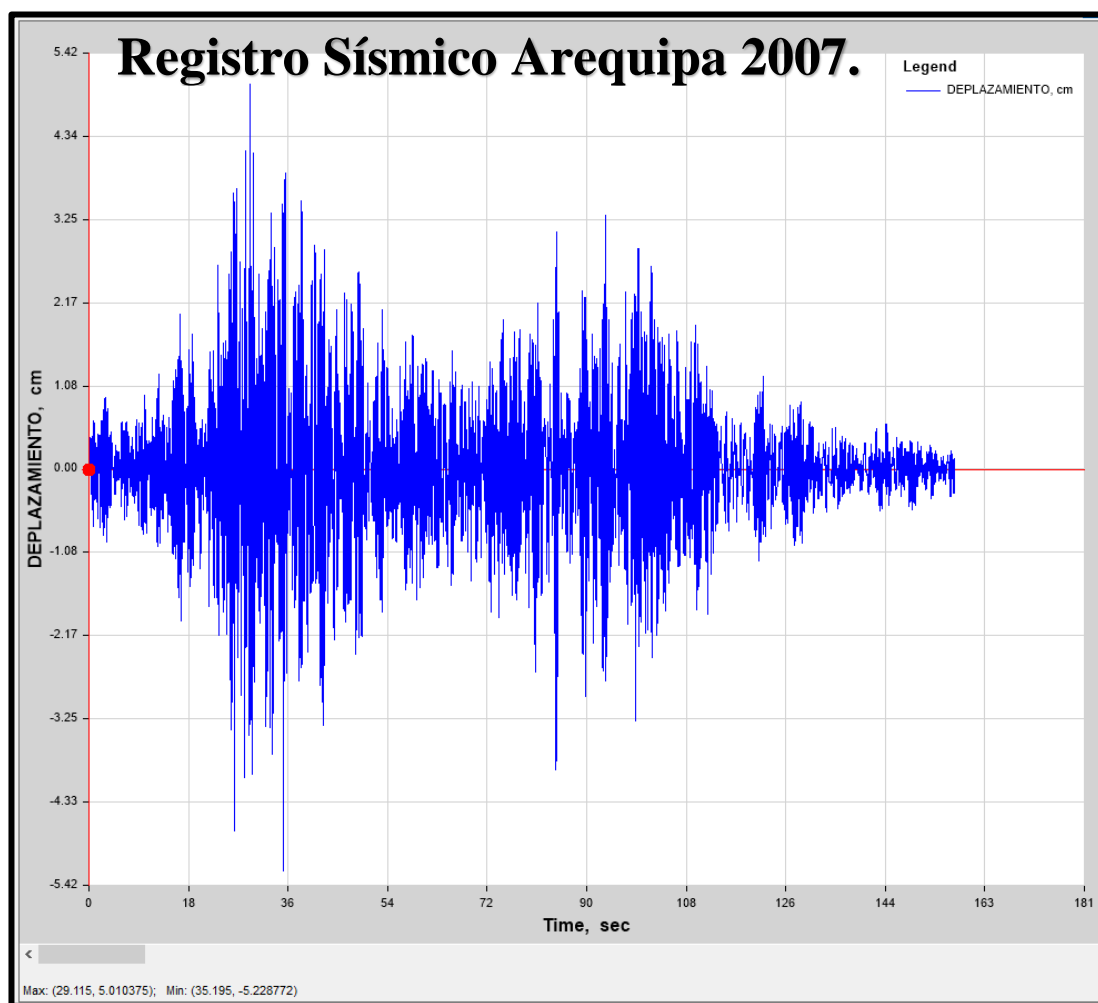


Figura 164. Resultado del Registro Sísmico Arequipa 2007.  
(Fuente: Elaboración Propia).

En la siguiente figura se puede apreciar que el Registro Sísmico de Atico en el año 2001, la cual tuvo una duración de 198.92 segundos, el desplazamiento que ocasionaría a la Institución Educativa Gran Unidad Escolar “San Carlos” – Puno sería un desplazamiento máximo de  $\Delta_{max} = 5.42 \text{ cm}$  que ocurriría en el instante de  $t = 50.71 \text{ seg}$ , de la misma manera ocurriría un desplazamiento mínimo de  $\Delta_{min} = -6.94 \text{ cm}$  que ocurriría en el instante de  $t = 50.56 \text{ seg}$ , lo cual da a entender que dicha estructura tendría un desplazamiento final de  $\Delta = 6.94 \text{ cm}$  en un instante de tiempo  $t = 50.56 \text{ seg}$ , el cual sería el más crítico.

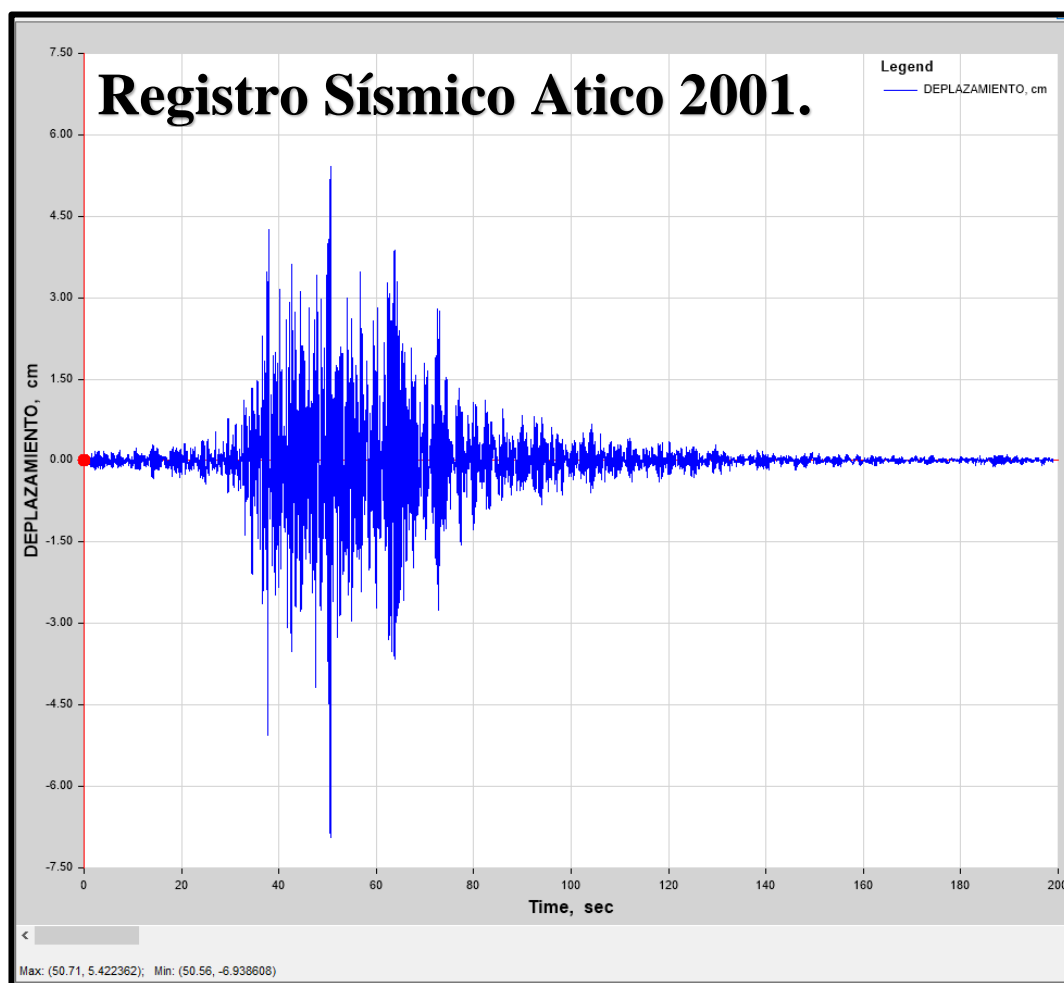


Figura 165. Resultado del Registro Sísmico Atico 2001.  
(Fuente: Elaboración Propia).

En la siguiente figura se puede apreciar que el Registro Sísmico de Huaraz en el año de 1970, la cual tuvo una duración de 45.10 segundos, el desplazamiento que ocasionaría a la Institución Educativa Gran Unidad Escolar “San Carlos” – Puno sería un desplazamiento máximo de  $\Delta_{max} = 6.50 \text{ cm}$  que ocurriría en el instante de  $t = 3.50 \text{ seg}$ , de la misma manera ocurriría un desplazamiento mínimo de  $\Delta_{min} = -6.58 \text{ cm}$  que ocurriría en el instante de  $t = 9.80 \text{ seg}$ , lo cual da a entender que dicha estructura tendría un desplazamiento final de  $\Delta = 6.58 \text{ cm}$  en un instante de tiempo  $t = 9.80 \text{ seg}$ , el cual sería el más crítico.



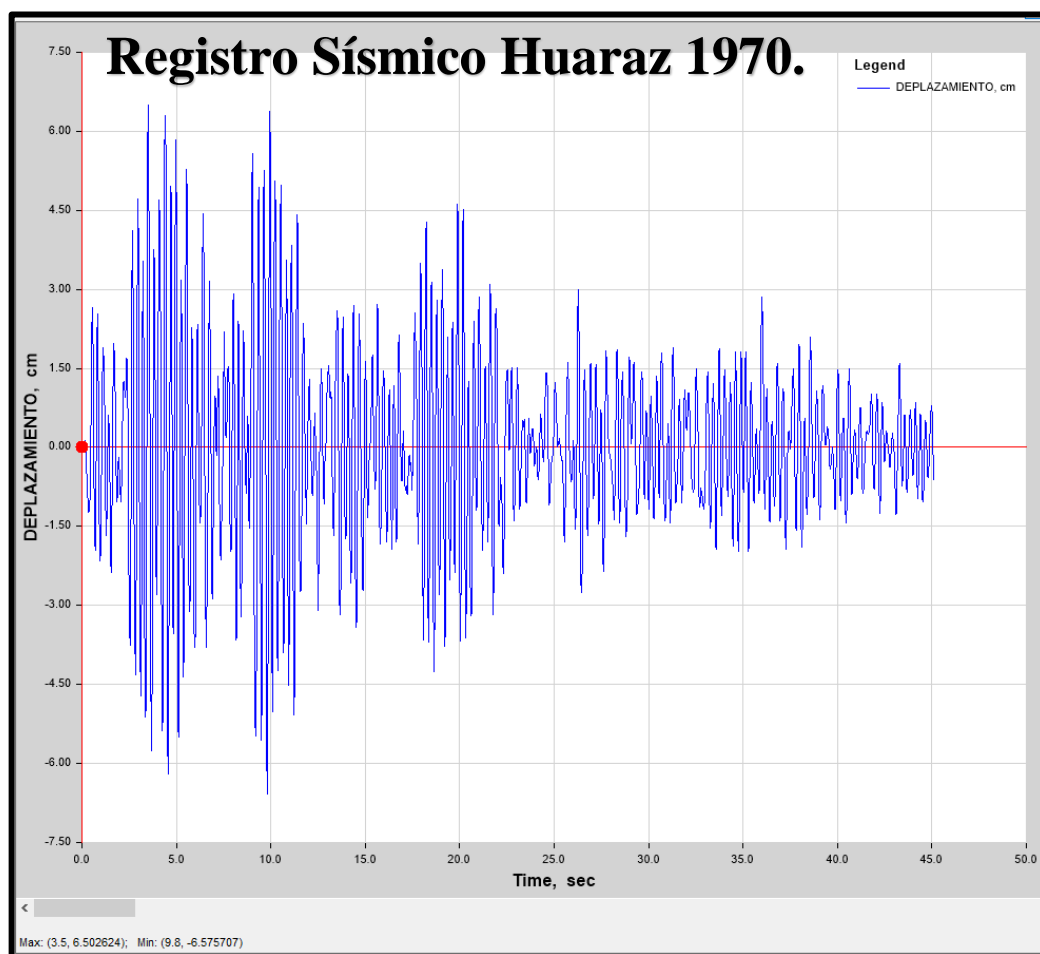


Figura 166. Resultado del Registro Sísmico Huaraz 1970.  
(Fuente: Elaboración Propia).

En la siguiente figura se puede apreciar que el Registro Sísmico de Lima en el año de 1966, la cual tuvo una duración de 65.66 segundos, el desplazamiento que ocasionaría a la Institución Educativa Gran Unidad Escolar “San Carlos” – Puno sería un desplazamiento máximo de  $\Delta_{max} = 3.57 \text{ cm}$  que ocurriría en el instante de  $t = 21.28 \text{ seg}$ , de la misma manera ocurriría un desplazamiento mínimo de  $\Delta_{min} = -3.61 \text{ cm}$  que ocurriría en el instante de  $t = 21.44 \text{ seg}$ , lo cual da a entender que dicha estructura tendría un desplazamiento final de  $\Delta = 3.61 \text{ cm}$  en un instante de tiempo  $t = 21.44 \text{ seg}$ , el cual sería el más crítico.

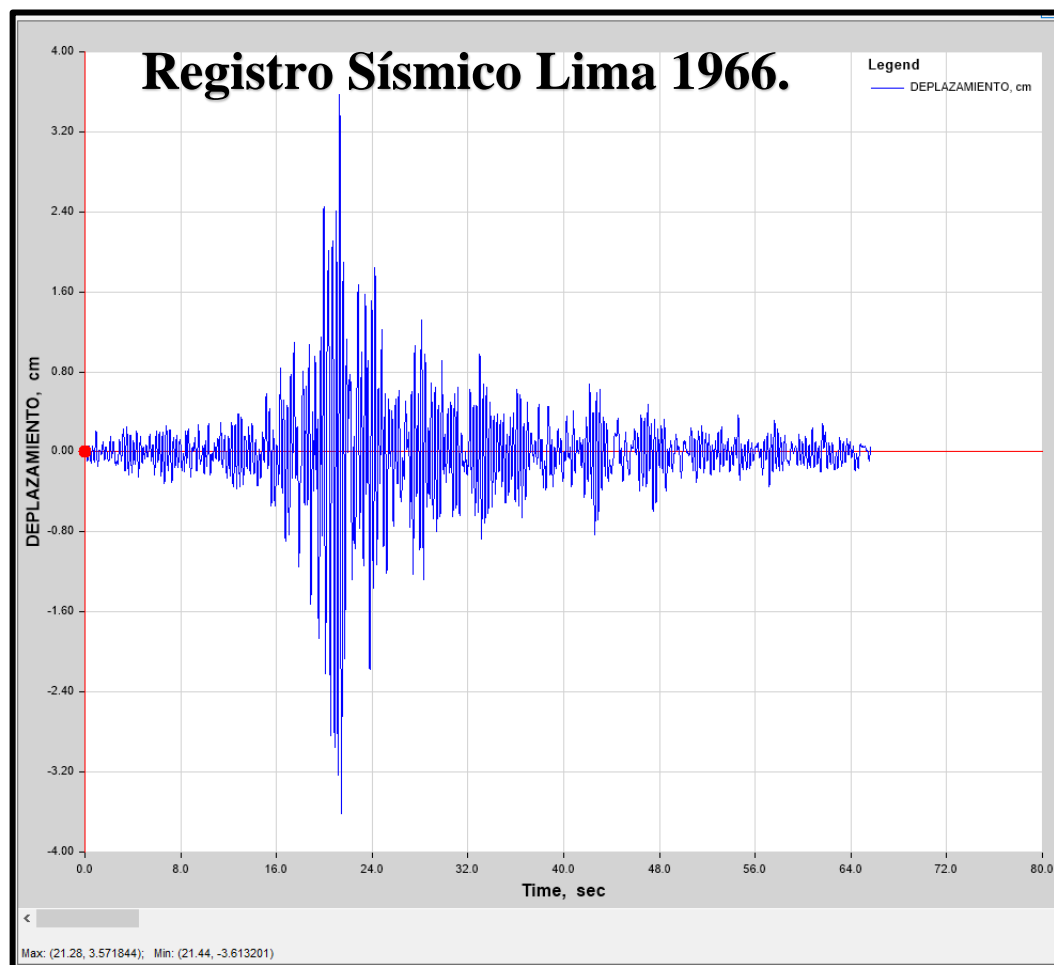


Figura 167. Resultado del Registro Sísmico Lima 1966.  
(Fuente: Elaboración Propia).

En la siguiente figura se puede apreciar que el Registro Sísmico de Lima en el año 2007, la cual tuvo una duración de 327 segundos, el desplazamiento que ocasionaría a la Institución Educativa Gran Unidad Escolar “San Carlos” – Puno sería un desplazamiento máximo de  $\Delta_{max} = 10.09 \text{ cm}$  que ocurriría en el instante de  $t = 106.86 \text{ seg}$ , de la misma manera ocurriría un desplazamiento mínimo de  $\Delta_{min} = -8.68 \text{ cm}$  que ocurriría en el instante de  $t = 107.31 \text{ seg}$ , lo cual da a entender que dicha estructura tendría un desplazamiento final de  $\Delta = 10.09 \text{ cm}$  en un instante de tiempo  $t = 106.86 \text{ seg}$ , el cual sería el más crítico.

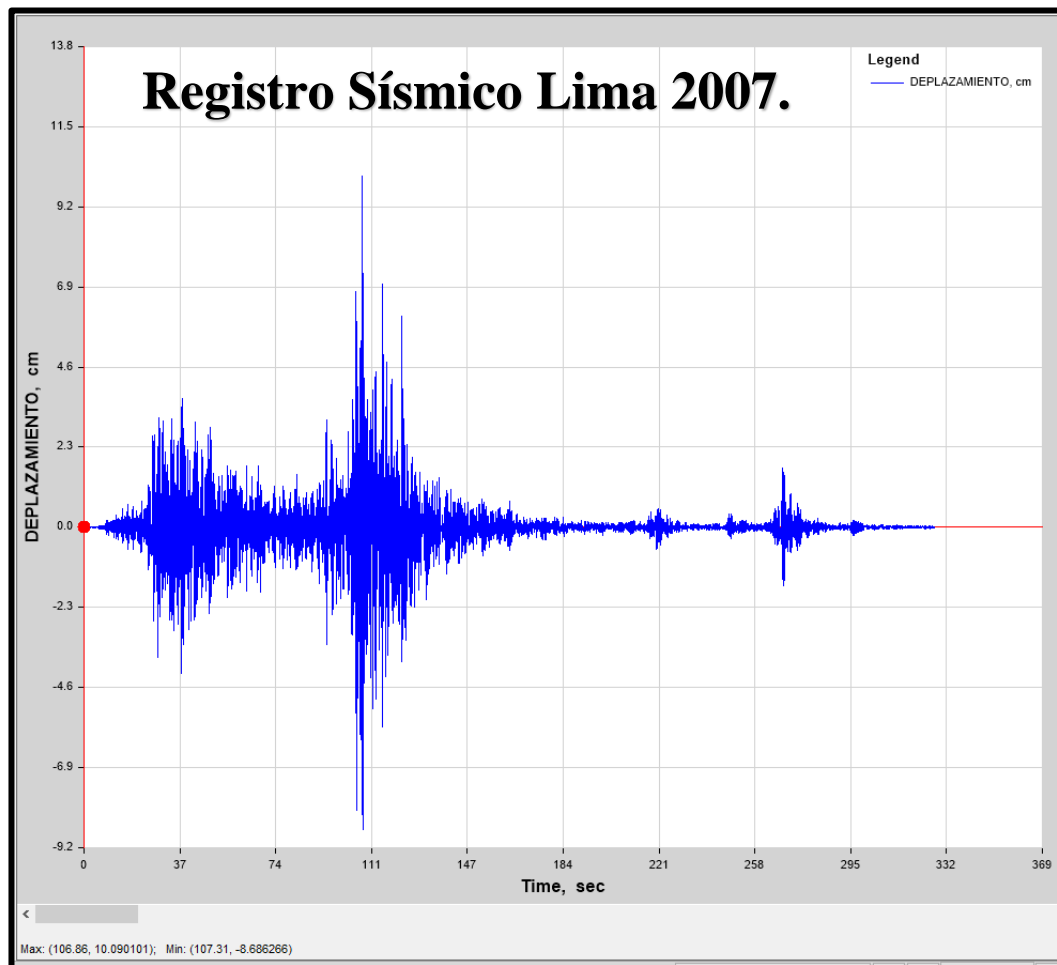


Figura 168. Resultado del Registro Sísmico Lima 2007.  
(Fuente: Elaboración Propia).

## CAPITULO V

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

#### 5.1 CONCLUSIONES.

- ✓ Para el resultado del análisis estático no lineal Pushover, obtuvimos que el nivel de desempeño de la estructura la mayoría de las rótulas plásticas se encuentra dentro de un nivel de IO (ocupación inmediata) ya que el punto de desempeño muestra una deformación máxima de 3.36 cm, lo que esto significa que dicha estructura ante un eventual sismo de probabilidad de excedencia en 50 años, la estructura se encontrara sin sufrir algún daño estructural lo que corresponde al rango de Ocupación Inmediata.
- ✓ De acuerdo a los análisis realizados y resultados obtenidos mediante un análisis no lineal estático pushover y un análisis no lineal dinámico tiempo – historia con diferentes eventos sísmicos ocurridos en nuestro país, la región en estudio se ubica en una zona sísmica 3, donde Puno es una región vulnerable, pero debido a su conformación geológica, tipo de suelo, los sismos que ocurren suelen ser leves.
- ✓ El tipo de análisis optimo elegido es el análisis dinámico no lineal, debido a que obtenemos resultados más a detalle, donde se puede observar la respuesta estructural y sus deformaciones a través del tiempo. De la misma manera pudimos visualizar los desplazamientos en cualquier intervalo de tiempo, lo cual se obtuvo desplazamientos relativamente variados para los registros sísmicos elegidos, ingresados y simulados.
- ✓ Los resultados de la presente investigación nos muestran coincidencias entre ambos análisis tanto estático como dinámico no lineal, de la misma forma un análisis estático donde se cumple con las derivas de entrepiso (distorsión) estipulada en el Reglamento Nacional de Edificaciones, en la Norma Técnica E – 030 “Diseño Sismorresistente”.

## **5.2 RECOMENDACIONES O PROPUESTA.**

Se recomienda a los futuros tesisistas indagar e inducir el análisis estático no lineal Pushover y de la misma manera un análisis dinámico tiempo historia, para las evaluaciones de las edificaciones esenciales que prestan servicio a un buen número de personas, lo cual debe tener la seguridad ante el suceso de un evento sísmico.

A la comunidad universitaria, proyectistas se incita tener conceptos sólidos para realizar una adecuada estructuración, un buen análisis y diseño, cumpliendo con los parámetros que el Reglamento Nacional de Edificaciones ofrece, tanto para derivas, desplazamientos, para luego proceder con el análisis no lineal.

A los investigadores, proyectistas, que para poder desarrollar el análisis estático no lineal Pushover, se requiere de dotarse e investigar sobre el diseño por desempeño sísmico y así poder estar inmersos en esta metodología ya que es muy usual para la evaluación de edificaciones.

Se recomienda utilizar más el análisis dinámico no lineal, ya que con este análisis se pueden obtener resultados con mayor precisión el comportamiento de la estructura, así mismo poder realizar evaluaciones exactas en cuanto al desplazamiento que pueda ocurrir en la estructura con respecto al tiempo, la limitación que este análisis ofrece es que se requiere de un gran esfuerzo computacional, por lo que se recomienda contar con un ordenador de alta velocidad.

Recomendar a las instituciones Universitarias instar a la investigación del “Análisis No Lineal”, y cada uno profundizar sus conocimientos en el área de estructuras de concreto, de la misma manera evaluar los análisis en albañilería y acero.

**REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.**

- Aguilar, R. (2003). *Sistema de Computación CEINCI3 para Evaluar Daño Sísmico en los Países Bolivarianos*. Quito, Ecuador.
- Andrade, L. (2004). *Control de la Deriva en las Normas de Diseño Sismorresistente*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Astorga Mendizábal, M. & Aguilar Vélez, R. (2006). *Evaluación del Riesgo Sísmico de Edificaciones Educativas Peruanas*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- ASCE, & FEMA. (200). *Prestandard and Commentary for The Seismic Rehabilitation of Building*, Washington, USA.
- Delgadillo Alanya, J. (2005). *Análisis No Lineal Estático de Estructuras y la Norma E – 030*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Gálvez, V. (2013). *Evaluación del Desempeño Sismorresistente Usando Análisis no Lineal en el Tiempo*. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- García, L. (1998). *Dinámica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico*. Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia.
- Jaramillo, R., & Riveros, P. (2011). *Análisis no Lineal Dinámico Tridimensional de Edificios de Concreto Reforzado Sometidos a los Registros del Sismo de Quetame (2008)*. Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá, Colombia.
- Martínez Castillo, M. A. (2009). *Evaluación del uso de Espectros de Diseño al Análisis del Riesgo Sísmico*. Aplicación a Barcelona (España). Universitat Politècnica de Catalunya).
- Meli, Roberto & Bazán, E. (2015). *Diseño Sísmico de Edificios*, Madrid, España.
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento. *Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), Norma Técnica E – 030 “Diseño Sismorresistente”*

(Resolución Ministerial N° 043-2019-VIVIENDA publicada en El Peruano el 12/02/2019).

- Muñoz, A., Quiun, D., & Tinman, M. (2005). *Reparación y Reforzamiento Sísmico de Edificios Educativos y Hospitales Afectados por el Terremoto de Junio en el Sur del Perú*. CONIC, Ayacucho.
- Navarro, L., & Fernández, V. (2006). *Desempeño Sísmico de un Edificio Aporticado de seis pisos Diseñado con las Normas Peruanas de Edificaciones*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Ottazzi, G. (2003). *Apuntes del Curso de Concreto Armado I*. Fondo Editorial PUCP, Lima, Perú.
- Park, R., & Paulay, T. (1980). *Estructuras de Concreto Reforzado*, México.
- Peralta, M. (2012). *Análisis Estático no Lineal y Análisis Dinámico no Lineal del Hospital de Viela*. Universidad Politécnica de Catalunya, Barcelona, España.
- Taboada García, J., & De Izcue Uceda, M. (2009). *Análisis y Diseño Asistido por Computadoras*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Tarque, N., & Loaiza, C. (2003). *Análisis Sísmico de Edificios*. Quito, Ecuador: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Tavera, H., & Buforn. (1998). *Sismicidad y Sismo técnica del Perú*. Universidad Complutense de Madrid, Madrid, España.
- Toledo, E. (2011). *Pushover – Análisis no Lineal Estático en Edificios de Concreto Armado*, Lima.
- Vergara, L., & Zevallos, E. (2014). *Análisis Sísmico por Desempeño Estático no Lineal de un Edificio de 6 Niveles en la Ciudad de Trujillo, La Libertad*. Universidad Privada Antenor Orrego, Trujillo, Perú.

**ANEXOS.**

**MATRIZ DE CONSISTENCIA.**





PROBLEMAS	OBJETIVOS	TIPOTESIS	VARIABLES E INDICADORES	METODOLOGIA
PROBLEMA GENERAL	OBJETIVO GENERAL	HIPOTESIS GENERAL	VARIABLES DE ESTUDIO	<p><b>Tipo de investigación</b></p> <p>El tipo de investigación para esta tesis es explicativo, ya que está orientada a la aportación de nuevos conocimientos en la rama de la Ingeniería Civil en el área de Estructuras, mediante la aplicación del análisis estático no lineal Pushover y de la misma manera el análisis dinámico Tiempo – Historia, en lo que concierne la evaluación del desempeño sísmico de una Institución Educativa.</p> <p><b>PRIMERA FASE</b></p> <p>Se realizó la revisión bibliográfica de información relacionada con el análisis no lineal estático para estructuras aporticadas y albañilería confinada.</p> <p><b>SEGUNDA FASE</b></p> <p>Se planteará una evaluación estructural para el pabellón "D" de la Institución Educativa G.U.E. San Carlos Puno, para luego modelarlo en un software de análisis estático no lineal.</p> <p><b>TERCERA FASE</b></p> <p>Para cada análisis se determinarán los desempeños sísmicos, rotulas plásticas, la vulnerabilidad sísmica de la estructura mediante el Análisis Estático no lineal.</p> <p><b>Población y muestra</b></p> <p><b>Población</b></p> <p>Institución Educativa G.U.E. San Carlos Puno.</p> <p><b>Muestra</b></p> <p>Pabellón "B" que tiene como uso aulas educativas de la presente Institución.</p> <p><b>Técnicas e instrumentos</b></p> <p>Las principales técnicas e instrumentos utilizados en la presente investigación son:</p> <p>-Análisis documental:</p> <p>Libros, Normas nacionales e internacionales, Publicaciones indexadas, Estudios desarrolladas en otras universidades.</p> <p>-Aplicación de programas:</p> <p>Etabs, SAP2000, Microsoft Excel, Microsoft Word y MathCad.</p>
¿Cuál será el desempeño sísmico mediante el método análisis incremental estático para la Institución Educativa G.U.E. San Carlos Puno?	Analizar por el método análisis incremental estático el desempeño sísmico de la Institución Educativa G.U.E. San Carlos Puno.	El desempeño sísmico hallado por el método incremental estático para la Institución Educativa G.U.E. “San Carlos” – Puno se encuentra dentro del rango completamente Operacional.	<p><b>VARIABLE INDEPENDIENTE</b></p> <p>- Metodologías a utilizar Análisis Estático y Dinámico no Lineal y FEMA.</p> <p><b>INDICADORES</b></p> <p>➤ Características de la Edificación.</p> <p>➤ Estructuración de la Edificación.</p> <p>➤ Rigidez e Inercia de los diferentes elementos estructurales.</p> <p>➤ Modelamiento Estructural.</p> <p>➤ Propiedades de los materiales utilizados en la Edificación.</p> <p><b>VARIABLE DEPENDIENTE</b></p> <p>- Vulnerabilidad sísmica mediante análisis estático no lineal (Pushover).</p> <p><b>INDICADORES</b></p> <p>➤ Respuesta sísmica.</p> <p>➤ Diagrama momento curvatura.</p> <p>➤ Espectro de respuesta.</p> <p>➤ Capacidad estructural.</p> <p>➤ Rotula plástica.</p> <p>➤ Ductilidad.</p>	
PROBLEMAS ESPECIFICOS	OBJETIVOS ESPECIFICOS	HIPOTESIS ESPECIFICAS		
¿Cuán vulnerable es la región en estudio para la Institución Educativa G.U.E. San Carlos Puno?	Definir la sismología de región en estudio mediante Espectros Elásticos de diseño.	La presente región en estudio presenta una alta vulnerabilidad sísmica.		
¿Cuál es el modelo óptimo de análisis de la Institución Educativa G.U.E. San Carlos Puno?	Definir un modelo de análisis no lineal contemplando rótulas plásticas en los elementos estructurales.	El modelo de análisis no lineal es más exacto en cuanto a resultados para la evaluación estructural.		
¿Cuáles serán las diferencias de resultados entre los diferentes métodos a utilizar en la Institución Educativa G.U.E. San Carlos Puno?	Realizar un análisis comparativo entre los métodos Análisis no Lineal Tiempo – Historia y el FEMA 440.	Existen pequeñas diferencias de resultados entre las comparativas de los diferentes métodos a emplear.		

