



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

TESIS

**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO ÚNICO DE
LA UNIVERSIDAD ALAS PERUANAS - JAÉN**

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

**PRESENTADO POR EL BACHILLER
ALICIA MILAGROS MERA YOPLAC**

ASESOR

Mg. Ing. LENIN FRANCHESCOLETH NÚÑEZ PINTADO

JAÉN - PERÚ, FEBRERO DEL 2021

DEDICATORIA

A Dios:

Por brindarme la salud, sabiduría y paciencia no solo en el camino de mi carrera universitaria, si no también durante el proceso de realizar mi tesis. Por ser una guía para poder alcanzar todas mis metas trazadas.

A mis padres:

ALEXANDER ENRIQUE MERA VILLANUEVA Y EYLENITA YOPLAC MORAN, por brindarme su inmenso amor, el apoyo incondicional de cada día y por ser el pilar más importante de mi vida.

AGRADECIMIENTO

A la universidad Alas Peruanas, escuela profesional de Ingeniería Civil por su apoyo tanto en la entrega de información valiosa como en el apoyo logístico para realizar esta investigación; a todos mis docentes por compartir sus conocimientos y aportar en mi formación profesional.

A mis padres ya que con el amor que invierten en mí, se ven reflejados el esfuerzo y la dedicación que tengo por lograr más metas trazadas. Gracias por enseñarme que el mejor conocimiento es adquirido a través de uno mismo, gracias también por inculcar en mi valores que han hecho que me convierta en la persona que soy. Es un orgullo ser su hija.

A todos mis amigos (as) que estuvieron presentes de alguna forma durante todo este proceso.

Índice

Resumen.....	21
Abstract.....	22
Introducción	23
Capítulo I: Marco Teórico	28
1.1 Antecedentes de la Investigación	28
1.2 Bases Teóricas.....	34
1.2.1. Desempeño Sísmico	34
1.2.2. Daño Sísmico.....	37
1.2.3. Evaluación del Desempeño Sísmico.....	38
1.2.4. Objetivos de Desempeño Sísmico.....	43
1.2.4.1. Objetivo de Desempeño Básico Para Edificaciones Existentes (BPOE).....	44
1.2.4.2. Objetivo de Desempeño Mejorado Para Edificaciones Existentes.	45
1.2.4.3. Objetivo de Desempeño Limitado Para Edificaciones Existentes.	46
1.2.5. Niveles de Desempeño Sísmico	46
1.2.5.1 Nivel de Desempeño Estructural “Ocupación Inmediata” (S-1).	47
1.2.5.2. Nivel de Desempeño Estructural “Control de Daños” (S-2).	47
1.2.5.3. Nivel de Desempeño Estructural “Seguridad de vida” (S-3).....	47
1.2.5.4. Nivel de Desempeño Estructural “Seguridad Limitada” (S-4).	47
1.2.5.5. Nivel de Desempeño Estructural “Prevención del Colapso” (S-5).....	47
1.2.5.6. Nivel de Desempeño Estructural “No Considerado” (S-6).....	47
1.2.5.7. Nivel de Desempeño no Estructural “Operacional” (N-A).....	49
1.2.5.8. Nivel de Desempeño no Estructural “Retención de la Posición” (N-B).....	49
1.2.5.9. Nivel de Desempeño no Estructural “Seguridad de Vida” (N-C).....	49
1.2.5.10. Nivel de desempeño no estructural “Reducción de peligros” (N-D).....	49
1.2.5.11. Nivel de Desempeño no Estructural “No Considerado” (N-E).	49
1.2.5.12. Nivel de Desempeño “Operacional” (1-A).	51
1.2.5.13. Nivel de Desempeño “Ocupación Inmediata” (1-B).	51
1.2.5.14. Nivel de Desempeño “Seguridad de Vida” (3-C).	52
1.2.5.15. Nivel de Desempeño “Prevención de Colapso” (5-D).....	52

1.2.6. Amenaza o Peligro Sísmico.....	53
1.2.7. Análisis Estático no Lineal.....	62
1.2.8. Método de los Coeficientes de Desplazamientos	66
1.2.8.1. Método de Linealización Equivalente o Espectro de Capacidad.....	66
1.2.8.2. Método de los Coeficientes de Desplazamiento.	69
1.2.9. Criterios de Aceptación	75
1.3. Definición de Términos Básicos	81
Capitulo II: Hipótesis y Variables.....	83
2.1 Hipótesis Principal	83
2.2 Variables y Definición Operacional.....	83
2.2.1 Variables.....	83
Capitulo III: Metodología de la Investigación	85
3.1 Diseño Metodológico	85
3.1.1 Tipo de Investigación.	86
3.2 Diseño Muestral	86
3.2.1 Población.....	86
3.2.2 Muestra.....	86
3.3 Técnicas de recolección de datos	87
3.3.1 Técnicas Para la Obtención de la Información.....	87
3.3.2 Instrumentos o Métodos Para la Obtención de la Información.	87
3.4 Técnicas Estadísticas Para el Procesamiento de la Información.....	88
3.5 Aspectos Éticos	88
Capitulo IV: Resultados	89
4.1 Condiciones del Edificio y Consideraciones de Sitio	89
4.2 Descripción del Sistema Estructural	91
4.2.1 Propiedades de los Componentes Estructurales	94
4.3 Revisión del Análisis Sismorresistente del Edificio Único de la Universidad Alas Peruanas – Jaén.....	96
4.3.1 Parámetros sísmicos para el módulo I, módulo II y escalera	97
4.3.2 Verificación del Análisis Sísmico Para el Módulo I.....	99
3.3.2.1 Metrado de Cargas.....	99
4.3.2.2 Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes para el Módulo I.....	101

4.3.2.3	Análisis Dinámico Modal Espectral para el Módulo I.....	102
4.3.2.4	Verificación de Irregularidades Estructurales en Altura.....	105
4.3.2.5	Verificación de Irregularidades Estructurales en Planta.....	106
4.3.2.6	Verificación de Desplazamientos Laterales Permisibles.	108
4.3.3	Análisis Sísmico para el Módulo II.....	108
4.3.3.1	Metrado de cargas.....	108
4.3.3.2	Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes para el Módulo II.	111
4.3.3.3	Análisis Dinámico Modal Espectral.	112
4.3.3.4	Verificación de Irregularidades Estructurales en Altura.....	113
4.3.3.5	Verificación de Irregularidades Estructurales en Planta.....	114
4.3.3.6	Verificación de Desplazamientos Laterales Permisibles.	115
4.3.4	Análisis Sísmico para la Escalera.....	116
4.3.4.1	Predimensionamiento.....	116
4.3.4.2	Metrado de Cargas.	116
4.3.4.3	Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes.	117
4.3.4.4	Análisis Dinámico Modal Espectral.	118
4.3.4.5	Verificación de Irregularidades Estructurales en Altura.....	119
4.3.4.6	Verificación de Irregularidades Estructurales en Planta.....	120
4.3.4.7	Verificación de Desplazamientos Laterales Permisibles.	121
3.4	Análisis y Evaluación Sismorresistente del Edificio Único de la Universidad Alas Peruanas – Jaén.....	122
4.4.1	Parámetros Sísmicos.....	122
4.4.2	Análisis Sísmico para el Módulo I.....	124
4.4.2.1	Metrado de Cargas.	124
4.4.2.2	Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes.	125
4.4.2.3	Análisis Dinámico Modal Espectral.	126
4.4.2.4	Análisis de Irregularidades Estructurales en Altura.....	129
4.4.2.5	Análisis de Irregularidades Estructurales en Planta.....	134
4.4.2.6	Verificación de Desplazamientos Laterales Permisibles.	136
4.4.3	Análisis Sísmico para el Módulo II.....	137
4.4.3.1	Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes	137
4.4.3.2	Análisis Dinámico Modal Espectral.	138

4.4.3.3	Análisis de Irregularidades Estructurales en Altura.....	140
4.4.3.4	Análisis de Irregularidades Estructurales en Planta.....	145
4.4.3.5	Verificación de Desplazamientos Laterales Permisibles.	146
4.4.4	<i>Análisis Sísmico para la Escalera</i>	147
4.4.4.1	Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes.	147
4.4.4.2	Análisis Dinámico Modal Espectral.	148
3.4.4.3	Verificación de Irregularidades Estructurales en Altura.....	150
4.4.4.4	Análisis de Irregularidades Estructurales en Planta.....	155
4.4.4.5	Verificación de Desplazamientos Laterales Permisibles.	156
4.5	Objetivo de Desempeño	157
4.6	Peligro Sísmico	157
4.7	Evaluación de Desempeño Sísmico	165
4.7.1	<i>Nivel 1: Detección</i>	165
4.7.2	<i>Análisis de Verificación Rápida</i>	165
4.7.2.1	Fuerza Sísmica.	165
4.7.2.2	Verificación Rápida de Rigidez y Resistencia.....	170
4.7.3	<i>Listas de Verificación</i>	173
4.7.4	<i>Resultados del Nivel 1: Detección</i>	173
4.7.5	Nivel 3: Evaluación Sistemática.....	179
4.7.5.1	Modelado.	179
4.7.5.1.1	Materiales	181
4.7.5.1.2	Elementos Estructurales y Cargas Incluidos en el Modelamiento	182
3.8	Análisis Estático No Lineal – Pushover	183
4.8.1	<i>Desplazamiento Objetivo</i>	190
4.9	Respuesta de los Componentes Estructurales	192
4.9.1	<i>Capacidad de Deformación</i>	192
4.9.2	<i>Criterios de Aceptación</i>	192
4.9.2.1	Columnas y Vigas.....	192
4.10	Resultados del Análisis Estático No lineal - Pushover	197
4.10.1	<i>Sectorización de la Curva de Capacidad y Nivel de Desempeño Sísmico</i>	197
4.10.2	<i>Estados de Daño Alcanzados</i>	207
Capítulo V: Discusión de Resultados.....		207

5.1 Contratación de la Hipótesis.....	208
Conclusiones.....	209
Recomendaciones.....	209
Anexos.....	213

Índice de figuras

Figura 1.	40
<i>Relación entre la curva de capacidad y los Niveles de Desempeño.</i>	40
Figura 2.	41
<i>Proceso de evaluación.</i>	41
Figura 3.	43
<i>Objetivos de Desempeño para Edificios, SEAOC (1995)</i>	43
Figura 4.	53
<i>Niveles de desempeño para edificios.</i>	53
Figura 5.	55
<i>Modelo simplificado de peligro sísmico.</i>	55
Figura 6.	60
<i>Mapa de peligro sísmico del departamento de Cajamarca.</i>	60
Figura 7.	61
<i>Mapa sísmico del Perú.</i>	61
Figura 8.	63
<i>Tipos de patrones de carga aplicadas en un análisis estático no lineal.</i>	63
Figura 9.	63
<i>Esquema de procedimiento para obtener la curva de capacidad.</i>	63
Figura 10.....	64
<i>Curva idealizada bilineal.</i>	64
Figura 11.....	64
<i>Curva de capacidad mostrando los niveles de desempeño sísmico a los que son asociados.</i>	64
Figura 12.....	65
<i>Enfoques para modelar elementos viga – columna.</i>	65
Figura 13.....	67
<i>Tipos de comportamiento inelástico. Bilineal histórico (BLH), rigidez degradante (STDG) y resistencia degradante (STRDG).</i>	67
Figura 14.....	68
<i>Proceso de transformación de la curva de capacidad.</i>	68
Figura 15.....	68
<i>Punto de desempeño sísmico.</i>	68

Figura 16.....	70
<i>Curva idealizada Fuerza-Desplazamiento.</i>	70
Figura 17.....	72
<i>Expresión para el coeficiente C1 (con $\alpha = 90$ para una clase de sitio C) y actual expresión en el FEMA 356.</i>	72
Figura 18.....	75
<i>Tipos de degradación de la resistencia.</i>	75
Figura 19.....	79
<i>Componente fuerza versus curva de deformación.</i>	79
Figura 20.....	80
<i>Ilustración de criterios de aceptación.</i>	80
Figura 21.....	81
<i>Criterios de aceptación tanto en un sistema como en los componentes estructurales.</i>	81
Figura 23.....	89
<i>Ubicación del edificio único de la Universidad Alas Peruanas – Jaén.</i>	89
Figura 23.....	99
<i>Detalle típico de losa aligerada de acuerdo con los planos estructurales.</i>	99
Figura 24.....	104
<i>Espectro de respuesta.</i>	104
Figura 25.....	109
<i>Detalle típico de losa aligerada de acuerdo con los planos estructurales para el módulo II.</i>	109
Figura 25.....	127
<i>Forma de los seis primeros modos de vibración del módulo I.</i>	127
Figura 27.....	129
<i>Espectro de respuesta inelástico.</i>	129
Figura 27.....	139
<i>Forma de los seis primeros modos de vibración del módulo II.</i>	139
Figura 28.....	149
<i>Forma de los seis primeros modos de vibración de la escalera.</i>	149
Figura 29.....	158
<i>Curva de probabilidad anual de excedencia para un periodo de 0.2 s con 5% de amortiguamiento y 20 % de probabilidad de excedencia en 50 años.</i>	158
Figura 30.....	158

<i>Curva de probabilidad anual de excedencia para un periodo de 1.0 s con 5% de amortiguamiento y 20 % de probabilidad de excedencia en 50 años.</i>	158
Figura 31.....	159
<i>Curva de probabilidad anual de excedencia para un periodo de 0.2 s con 5% de amortiguamiento y 5 % de probabilidad de excedencia en 50 años.</i>	159
Figura 32.....	160
<i>Curva de probabilidad anual de excedencia para un periodo de 1.0 s con 5% de amortiguamiento y 5 % de probabilidad de excedencia en 50 años.</i>	160
Figura 33.....	162
<i>Espectro de respuesta horizontal general</i>	162
Figura 34.....	163
<i>Espectro de respuesta general para el edificio único de la Universidad Alas Peruanas – Jaén con los niveles de peligro sísmico BSE-1E y BSE-2E.</i>	163
Figura 35.....	164
<i>Espectros de aceleraciones nivel BSE-1E para ASCE 41 y E.030.</i>	164
Figura 36.....	164
<i>Espectros de aceleraciones nivel BSE-2E para ASCE 41 y E.030.</i>	164
Figura 37.....	175
<i>Muros no estructurales no aislados de la estructura.</i>	175
Figura 38.....	176
<i>Luces de emergencia sin anclaje adecuado.</i>	176
Figura 39.....	176
<i>Paneles de vidrio con falta de juntas sísmicas.</i>	176
Figura 40.....	177
<i>Luminarias, ventiladores y proyectores sin anclaje.</i>	177
Figura 41.....	178
<i>Estantes de oficina de almacenamiento sin arriostres laterales.</i>	178
Figura 42.....	178
<i>Estantes de biblioteca sin arriostres laterales.</i>	178
Figura 43.....	179
<i>Modelo matemático del módulo I realizado en el programa Etabs.</i>	179
Figura 44.....	180
<i>Modelo matemático del módulo II realizado en el programa Etabs.</i>	180

Figura 45.....	180
<i>Modelo matemático de la escalera realizado en el programa Etabs.....</i>	180
Figura 46.....	181
<i>Curva de esfuerzo-deformación del concreto.....</i>	181
Figura 47.....	182
<i>Curva de esfuerzo-deformación del acero refuerzo.</i>	182
Figura 48.....	184
<i>Grafica que representa la distribución de cargas en dirección X.....</i>	184
Figura 49.....	185
<i>Grafica que representa la distribución de cargas en dirección Y.....</i>	185
Figura 50.....	186
<i>Grafica que representa la distribución de cargas en dirección X.....</i>	186
Figura 51.....	186
<i>Grafica que representa la distribución de cargas en dirección Y.....</i>	186
Figura 52.....	187
<i>Grafica que representa la distribución de cargas en dirección X e Y.....</i>	187
Figura 53.....	188
<i>Curva de capacidad en dirección X para el módulo I.....</i>	188
Figura 54.....	188
<i>Curva de capacidad en dirección Y para el módulo I.....</i>	188
Figura 55.....	189
<i>Curva de capacidad en dirección X para el módulo II.....</i>	189
Figura 56.....	189
<i>Curva de capacidad en dirección Y para el módulo II.....</i>	189
Figura 57.....	190
<i>Curva de capacidad en dirección X para escalera.....</i>	190
Figura 58.....	190
<i>Curva de capacidad en dirección Y para escalera.....</i>	190
Figura 59.....	197
<i>Sectorización de la curva de capacidad de acuerdo con VISION 2000.....</i>	197
Figura 60.....	198
<i>Sectorización de curva de capacidad y punto de desempeño sísmico alcanzado en dirección X para BSE-1E.....</i>	198

Figura 61.....	199
<i>Sectorización de curva de capacidad y punto de desempeño sísmico alcanzado en dirección Y para BSE-1E.</i>	199
Figura 62.....	200
<i>Sectorización de curva de capacidad y punto de desempeño sísmico alcanzado en dirección X para BSE-2E.</i>	200
Figura 63.....	200
<i>Sectorización de curva de capacidad y punto de desempeño sísmico alcanzado en dirección Y para BSE-2E.</i>	200
Figura 64.....	201
<i>Sectorización de curva de capacidad y punto de desempeño sísmico alcanzado en dirección X para BSE-1E.</i>	201
Figura 65.....	202
<i>Sectorización de curva de capacidad y punto de desempeño sísmico alcanzado en dirección y para BSE-1E.</i>	202
Figura 66.....	203
<i>Sectorización de curva de capacidad y punto de desempeño sísmico alcanzado en dirección X para BSE-2E.</i>	203
Figura 67.....	203
<i>Sectorización de curva de capacidad y punto de desempeño sísmico alcanzado en dirección Y para BSE-2E.</i>	203
Figura 68.....	204
<i>Sectorización de curva de capacidad y punto de desempeño sísmico alcanzado en dirección X para BSE-1E.</i>	204
Figura 69.....	205
<i>Sectorización de curva de capacidad y punto de desempeño sísmico alcanzado en dirección Y para BSE-1E.</i>	205
Figura 70.....	206
<i>Sectorización de curva de capacidad y punto de desempeño sísmico alcanzado en dirección X para BSE-2E.</i>	206
Figura 71.....	206
<i>Sectorización de curva de capacidad y punto de desempeño sísmico alcanzado en dirección Y para BSE-2E.</i>	206

Índice de Tablas

Tabla 1.....	36
<i>Diferencias entre los enfoques de diseño sismorresistente de edificaciones.....</i>	<i>36</i>
<i>(Traducido del reporte ATC 40 (1996) pág. 2-5)</i>	<i>36</i>
Tabla 2.....	45
<i>Objetivos de Desempeño Básicos para Edificios Existentes.</i>	<i>45</i>
Tabla 3.....	48
<i>Niveles de desempeño estructural y daño ilustrativo en pórticos de concreto armado.</i>	<i>48</i>
Tabla 4.....	50
<i>Control de daños y niveles de desempeño del edificio.....</i>	<i>50</i>
Tabla 5.....	54
<i>Niveles de peligro sísmico.....</i>	<i>54</i>
Tabla 6.....	56
<i>Reporte de sismos del año 2009 al año 2012.</i>	<i>56</i>
Tabla 7.....	57
<i>Reporte de sismos del año 2013 al año 2016.</i>	<i>57</i>
Tabla 8.....	58
<i>Reporte de sismos del año 2017 al año 2020.</i>	<i>58</i>
Tabla 9.....	71
<i>Valores para el factor C_0.</i>	<i>71</i>
Tabla 10.....	74
<i>Valores para el factor de masa efectiva.</i>	<i>74</i>
Tabla 11.....	77
<i>Parámetros de modelado y criterios de aceptación numéricos para procedimientos no lineales – Vigas de Concreto Reforzado.</i>	<i>77</i>
Tabla 12.....	78
<i>Parámetros de modelado y criterios de aceptación numéricos para procedimientos no lineales - Columnas de Concreto Reforzado</i>	<i>78</i>
Tabla 13.....	84
<i>Definición operacional de la investigación</i>	<i>84</i>
Tabla 14.....	91
<i>Dimensiones de zapatas aisladas y combinadas del módulo I.</i>	<i>91</i>

Tabla 15.....	92
<i>Dimensiones de zapatas aisladas y combinadas del módulo II.</i>	92
Tabla 16.....	93
<i>Dimensiones de vigas existentes en la estructura.</i>	93
Tabla 17.....	96
<i>Resistencias características de la albañilería.</i>	96
Tabla 18.....	98
<i>Parámetros sísmicos de la edificación.</i>	98
Tabla 19.....	100
<i>Cargas distribuidas aplicadas en las vigas.</i>	100
Tabla 20.....	101
<i>Peso sísmico total de la edificación por cada nivel para el módulo I.</i>	101
Tabla 21.....	102
<i>Fuerza cortante en dirección X y en dirección Y.</i>	102
Tabla 22.....	103
<i>Modos de vibración y periodos.</i>	103
Tabla 23.....	104
<i>Espectro de respuesta para tipo de suelo S3.</i>	104
Tabla 24.....	105
<i>Verificación de irregularidad por piso blando.</i>	105
Tabla 25.....	106
<i>Verificación de irregularidad de masa.</i>	106
Tabla 26.....	107
<i>Irregularidad torsional en dirección X y en dirección Y.</i>	107
Tabla 27.....	108
<i>Desplazamientos para la dirección X e Y.</i>	108
Tabla 28.....	110
<i>Cargas distribuidas aplicadas en las vigas.</i>	110
Tabla 29.....	111
<i>Peso sísmico total de la edificación por cada nivel para el módulo II.</i>	111
Tabla 30.....	112
<i>Fuerza cortante en dirección X e Y.</i>	112

Tabla 31.....	112
<i>Modos de vibración para el módulo II.</i>	112
Tabla 32.....	113
<i>Verificación de la irregularidad por piso blando.</i>	113
Tabla 33.....	114
<i>Verificación de irregularidad de masa.</i>	114
Tabla 34.....	115
<i>Irregularidad torsional en dirección X e Y.</i>	115
Tabla 35.....	116
<i>Desplazamientos para la dirección X e Y.</i>	116
Tabla 36.....	118
<i>Peso sísmico total de la edificación por cada nivel de la escalera.</i>	118
Tabla 37.....	118
<i>Fuerza cortante en dirección X e Y para escalera.</i>	118
Tabla 38.....	119
<i>Modos de vibración para escalera.</i>	119
Tabla 39.....	119
<i>Verificación de la irregularidad por piso blando.</i>	119
Tabla 40.....	120
<i>Verificación de irregularidad de masa.</i>	120
Tabla 41.....	121
<i>Irregularidad torsional en dirección X e Y para escalera.</i>	121
Tabla 42.....	122
<i>Desplazamientos para la dirección X e Y.</i>	122
Tabla 43.....	124
<i>Parámetros sísmicos de la edificación con la norma técnica E.030 - 2018.</i>	124
Tabla 44.....	125
<i>Peso sísmico total de la edificación para cada nivel.</i>	125
Tabla 45.....	126
<i>Fuerza cortante en dirección X e Y.</i>	126
Tabla 46.....	126
<i>Modos de vibración y periodos para el módulo I.</i>	126

Tabla 47.....	128
<i>Espectro de respuesta para tipo de suelo S3.....</i>	<i>128</i>
Tabla 48.....	130
<i>Análisis de irregularidad de piso blando en dirección X e Y.....</i>	<i>130</i>
Tabla 49.....	131
<i>Análisis de irregularidad de piso débil en dirección X e Y.....</i>	<i>131</i>
Tabla 50.....	131
<i>Análisis de irregularidad extrema de rigidez en dirección X e Y.....</i>	<i>131</i>
Tabla 51.....	133
<i>Análisis de irregularidad extrema de resistencia en dirección X e Y.....</i>	<i>133</i>
Tabla 52.....	134
<i>Análisis de irregularidad de masa.....</i>	<i>134</i>
Tabla 53.....	135
<i>Análisis de irregularidad torsional en dirección X e Y.....</i>	<i>135</i>
Tabla 54.....	137
<i>Desplazamientos laterales en dirección X e Y.....</i>	<i>137</i>
Tabla 55.....	138
<i>Peso sísmico total de la edificación para cada nivel.....</i>	<i>138</i>
Tabla 56.....	138
<i>Fuerza cortante en dirección X e Y.....</i>	<i>138</i>
Tabla 57.....	139
<i>Modos de vibración y periodos para el módulo II.....</i>	<i>139</i>
Tabla 58.....	141
<i>Análisis de irregularidad de piso blando en dirección X e Y.....</i>	<i>141</i>
Tabla 59.....	142
<i>Análisis de irregularidad de piso débil en dirección X e Y.....</i>	<i>142</i>
Tabla 60.....	143
<i>Análisis de irregularidad extrema de rigidez en dirección X e Y.....</i>	<i>143</i>
Tabla 61.....	144
<i>Análisis de irregularidad extrema de resistencia en dirección X e Y.....</i>	<i>144</i>
Tabla 62.....	144
<i>Análisis de irregularidad de masa.....</i>	<i>144</i>

Tabla 63.....	145
<i>Análisis de irregularidad torsional en dirección X e Y.....</i>	145
Tabla 64.....	146
<i>Desplazamientos laterales en dirección X e Y.....</i>	146
Tabla 65.....	147
<i>Peso sísmico total de la escalera para cada nivel.....</i>	147
Tabla 66.....	148
<i>Fuerza cortante en dirección X e Y para escalera.....</i>	148
Tabla 67.....	148
<i>Modos de vibración para escalera.....</i>	148
Tabla 68.....	151
<i>Análisis de irregularidad de piso blando en dirección X e Y.....</i>	151
Tabla 69.....	151
<i>Análisis de irregularidad de piso débil en dirección X e Y.....</i>	151
Tabla 70.....	152
<i>Análisis de irregularidad extrema de rigidez en dirección X e Y.....</i>	152
Tabla 71.....	153
<i>Análisis de irregularidad extrema de resistencia en dirección X e Y.....</i>	153
Tabla 72.....	154
<i>Análisis de irregularidad de masa.....</i>	154
Tabla 73.....	155
<i>Análisis de irregularidad torsional en dirección X e Y.....</i>	155
Tabla 74.....	156
<i>Desplazamientos laterales en dirección X e Y.....</i>	156
Tabla 75.....	161
<i>Valores de Fa para periodos cortos Ss.....</i>	161
Tabla 76.....	161
<i>Valores de Fv para periodos cortos de 1-s o S1.....</i>	161
Tabla 77.....	161
<i>Parámetros de aceleración espectral de diseño para los niveles de peligro sísmico BSE-1E y BSE-2E..</i>	161
Tabla 78.....	166
<i>Valores del factor de modificación C.....</i>	166

Tabla 79.....	167
<i>Peso sísmico por niveles.</i>	167
Tabla 80.....	169
<i>Fuerza sísmica por piso para el módulo I (nivel de peligro sísmico BSE-1E).</i>	169
Tabla 81.....	170
<i>Fuerza sísmica por piso para el módulo I (nivel de peligro sísmico BSE-2E).</i>	170
Tabla 82.....	171
<i>Rigidez lateral para columnas del SRFS (sistema resistente a fuerzas sísmicas).</i>	171
Tabla 83.....	171
<i>Fuerza cortante de columnas en el segundo nivel.</i>	171
Tabla 84.....	172
<i>Esfuerzo cortante promedio para el módulo I.</i>	172
Tabla 85.....	173
<i>Esfuerzo axial en columnas para el módulo I.</i>	173
Tabla 86.....	174
<i>Resultados para el nivel 1: detección.</i>	174
Tabla 87.....	184
<i>Patrón de fuerzas laterales en dirección X e Y para el módulo I.</i>	184
Tabla 88.....	185
<i>Patrón de fuerzas laterales en dirección X e Y para el módulo II.</i>	185
Tabla 89.....	187
<i>Patrón de fuerzas laterales en dirección X e Y para escalera.</i>	187
Tabla 90.....	191
<i>Desplazamiento objetivo para el módulo I.</i>	191
Tabla 91.....	191
<i>Desplazamiento objetivo para el módulo II.</i>	191
Tabla 92.....	192
<i>Desplazamiento objetivo para la escalera.</i>	192
Tabla 93.....	194
<i>Criterios de aceptación en vigas y columnas para una fuerza lateral X e Y en el módulo I.</i>	194
Tabla 94.....	195
<i>Criterios de aceptación en vigas y columnas para una fuerza lateral X e Y en el módulo II.</i>	195

Tabla 95.....	196
<i>Criterios de aceptación en vigas y columnas para una fuerza lateral X e Y en la escalera.</i>	196

Resumen

El presente trabajo de investigación describe la evaluación por desempeño sísmico del edificio único de la Universidad Alas Peruanas – Jaén, conformado por el módulo I, módulo II y escalera según lo disponen los planos proporcionados, con un sistema estructural de pórticos de concreto armado y clasificada en la categoría A2 esencial. Se realizó una revisión con la norma E.030 – 2006 y un análisis sísmico con la norma E.030 – 2018 ambas mediante el software Etabs v.18.1.0, con el fin de conocer el estado actual de la estructura.

De acuerdo con la Norma ASCE 41-17 el proceso de evaluación incluyó el nivel 1 que comprendió una inspección in – situ para el llenado de listas de verificación rápida en los componentes estructurales y no estructurales, los mismos que no cumplen con los criterios establecidos en dicha norma. Además; incluyó el nivel 3 que comprendió un análisis estático no lineal – pushover considerando características de los materiales, secciones de los componentes estructurales, niveles de peligrosidad sísmica BSE-1E y BSE-2E correspondientes a una edificación existente e incorporándose un patrón de carga de distribución vertical proporcional a valores de C_{vx} . A través de una curva bilineal y por el método de los coeficientes modificados se obtuvo el desplazamiento objetivo. Así mismo, en base a la Norma VISION 2000 se alcanzó el nivel de desempeño de colapso para ambos módulos; en el caso de la escalera se alcanzó niveles de desempeño entre ocupación inmediata y seguridad de vida según el nivel de peligro sísmico.

Palabras clave: análisis estático no lineal, desplazamiento objetivo, curva de capacidad, niveles de desempeño sísmico, niveles de peligro sísmico, pushover.

Abstract

The present study describes the evaluation by seismic performance of the unique building of the Alas Peruanas University - Jaén, made up of module I, module II and ladders according to the provided plans, with a structural system of reinforced concrete frames and classified into A2 essential category. A review was carried out with the E.030 - 2006 standard and a seismic analysis with the E.030 - 2018 standard, both using the Etabs v.18.1.0 software, in order to know the current state of the structure.

In accordance with ASCE 41-17 standard, the evaluation process included level 1 that covered an in – situ inspection to fill out quick checklists for structural and non-structural components, which do not meet the criteria established in the mentioned standard. Besides, included level 3 that covered a no lineal – pushover static analysis, considering characteristics of the materials, sections of the structural components, levels of seismic danger BSE-1E and BSE-2E corresponding to an existing building and incorporating a vertical distribution load pattern proportional to C_{vx} values. Through a bilinear curve and by the modified coefficients method, the objective displacement was obtained. Likewise, based on the VISION 2000 Standard, the collapse performance level was reached for both modules; in the case of the ladder, performance levels were reached between immediate occupation and life safety according to the level of seismic danger.

Keywords: nonlinear static analysis, target displacement, capacity curve, seismic performance levels, seismic danger levels, pushover.

Introducción

La historia sísmica del Perú data de la conquista española documentada desde el siglo XV hasta la actualidad, desde entonces hemos experimentado una actividad sísmica conocida en la escala de Mercalli Modificada como sismos frecuentes y moderados, así lo demuestran los relatos, estudios y reportes de fuentes oficiales, todos ellos describieron estos sismos de acuerdo con los efectos que causaron en diferentes estructuras y en diversas partes del país.

En agosto del 2007 ocurrió un sismo en la ciudad de Pisco con una intensidad de VII en la escala de Mercalli, aquí se puso en evidencia los graves daños producidos por elementos estructurales y elementos no estructurales en diferentes categorías de las edificaciones, dentro de las cuales encontramos las edificaciones de uso esencial que sirven para el manejo de emergencias y servirán de refugio después de un sismo o cualquier otro fenómeno natural; dichas edificaciones presentaron daños irreparables y tuvieron que ser demolidas de forma total, generando un gasto importante en la economía de la Nación. Así mismo; este sismo causó la pérdida de vidas humanas y también se pudo observar la falta de preparación que tenemos las personas y las autoridades antes y después de un sismo.

Los futuros eventos sísmicos no pueden ser predichos por el ser humano ni tampoco de manera exacta con la información que nos brinda la sismología; para poder evaluar la amenaza o peligro sísmico de una región es necesario basarnos en fuentes históricas pasadas y conocer el origen de la actividad sísmica. Basados en esto se sabe que aproximadamente el 95% de la energía que es liberada por sismos se origina en los conocidos cinturones de fuego que se encuentran por todo el mundo, el Perú está rodeado por uno de estos cinturones de fuego que

recorre el borde del Océano Pacífico llamado Circum Pacífico, en el cual la placa de Nazca converge bajo la placa Sudamericana, las mismas que al chocar se desplazan de 7-8cm/año.

Normalmente los sismos se producen a lo largo de fallas que se formaron hace muchos años atrás debido a la fragilidad que presenta la corteza terrestre en una zona específica; teniendo en cuenta la historia sísmica de la ciudad de Jaén y del departamento de Cajamarca, esta presenta una falla activa en el límite con el departamento de La Libertad conocida como la falla de Chaquilbamba así lo indica el (Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico (INGEMMET), 2019), además; siempre que la energía es liberada dentro de una falla se genera un sismo de gran intensidad y este propaga sus ondas sísmicas a varios kilómetros algunas de estas ondas lograron llegar aunque no con gran intensidad a la zona donde se realizara el trabajo de investigación. A pesar de contar con una falla parcialmente activa, el departamento de Cajamarca y la ciudad de Jaén no han experimentado durante mucho tiempo un sismo severo, a esto se le conoce como laguna o zona de silencio sísmico lo que nos advierte de la acumulación de energía en la zona, la cual puede ser liberada en cualquier momento.

Desde hace tiempo atrás y en la actualidad nuestro Reglamento Nacional de Edificaciones (Instituto de la Construcción y Gerencia (ICG), 2019), en la Norma E.030 menciona principios en relación con la filosofía de diseño sismorresistente, la cual se orienta a cuidar la vida, experimentar daños que sean reparables y las edificaciones esenciales deben permanecer operativas luego de un sismo severo, con esto se busca disminuir la inversión económica durante la etapa constructiva de las estructuras. Ante esta realidad se ofrece una visión de que si bien la estructura no colapsa queda seriamente dañada, causando en algunos casos la pérdida de vidas humanas, la mayoría de estas son a causa de los elementos no estructurales presentes en la

edificación y al quedar dañadas las estructuras principalmente en sus elementos estructurales no pueden ser ocupadas ya que estas llevaran al colapso de la edificación, conllevando a ser demolida y debiendo realizar un nuevo proyecto lo que significara mayor gasto en la economía del país.

Es aquí donde el diseño basado en desempeño sísmico muy utilizado en varios países del mundo e incluso Sudamérica cobra mayor importancia y destaca una mayor inversión antes del proyecto con el único fin de cuidar la vida y brindar la ocupación inmediata de las estructuras después de un sismo frecuente o raro, esto dependerá del nivel de desempeño sísmico evaluado para una estructura.

El silencio sísmico al que nos vemos expuestos y dadas las probabilidades de excedencia en una zona específica es que nuestra norma debería incorporar la evaluación sísmica de estructuras nuevas y existentes, lo cual definiendo una metodología de evaluación se lograra el nivel de desempeño adecuado para una edificación; por lo que se deberá diseñar y proveer de ductilidad a todos los componentes estructurales donde se experimentara un comportamiento inelástico siendo capaces de desarrollar mecanismos de disipación de energía sin comprometer la estabilidad de la estructura.

Para el desarrollo de este trabajo de investigación tenemos al edificio único de la Universidad Alas Peruanas – Jaén, se planteó en base al objetivo general la evaluación de daños tanto en elementos estructurales como en elementos no estructurales, también se formuló una hipótesis la cual en base al problema general consistió en determinar qué nivel de desempeño sísmico cumpliría dicha estructura de acuerdo al nivel de peligrosidad sísmica que se presente y en función del grado de importancia de la estructura.

La metodología propuesta para el desarrollo de este trabajo de investigación es la que esta especificada en la norma (American Society of Civil Enginners (ASCE 41-17), 2017), utilizando como recurso para el registro de todos los datos que usamos el software (Etabs, 2018). Se obtuvieron los planos estructurales de la edificación proporcionados por los propietarios de la misma universidad de la sede Lima , se procedió al llenado de listas de verificación estructural propuesta por la metodología mencionada para edificios tipo C1 que corresponde a pórticos de concreto armado resistentes a momento, la finalidad de dichas listas fue para que de acuerdo a los criterios de evaluación, niveles de peligrosidad y niveles de desempeño para el tipo C1 se pueda verificar si estos criterios cumplen o no su función de acuerdo a la metodología propuesta. Seguidamente, se procedió al llenado de las fichas de características de la estructura que fue elaborada y planteada de manera propia, con la finalidad de especificar datos más importantes del edificio como sus dimensiones, parámetros sísmicos, ubicación, el tipo de configuración estructural que presenta, tipos de carga, etc. También se realizó el modelado del edificio utilizando el recurso mencionado para así poder analizar, evaluar e interpretar los resultados a través del análisis estático no lineal – pushover, el cual nos brindará información con respecto a los mecanismos de falla y desarrollo de la inelasticidad de la estructura, así mismo; se podrá identificar el instante en el que se supera un nivel de desempeño en un elemento gracias a los criterios de aceptación indicados en la Norma ASCE 41-17.

Si bien es cierto se tienen investigaciones a nivel nacional e internacional sobre la evaluación de desempeño sísmico, inclusive se han realizado trabajos de investigación de este tipo en la ciudad de Jaén para edificaciones esenciales, de esta manera; se afirma que los resultados encontrados en este trabajo de investigación serán de vital importancia y ofrecerán conocimiento con la finalidad de proseguir con estos trabajos de investigación y continuar

llevando a cabo las evaluaciones por desempeño sísmico para edificaciones existentes y para las que se encuentran en proyecto de estudio, para así proponer un adecuado reforzamiento estructural en edificaciones existentes de acuerdo al nivel de desempeño que presente y para edificaciones nuevas o las que están en proyecto de estudio va permitir determinar el costo y factibilidad del proyecto reduciendo el daño en el estado post sismo.

Esta investigación contempla el edificio único de la universidad Alas Peruanas – Jaén, ubicado en la calle Jorge Chávez y Orellana N°801 Sub.Lot. N°2 en el sector Nuevo Horizonte, en el cercado de la ciudad de Jaén, proyectado en dos módulos (módulo I y módulo II) y la escalera, con un sistema estructural compuesto de pórticos de concreto armado con cuatro niveles para cada módulo. La presente tesis de investigación está estructurada de la siguiente manera:

El capítulo I presenta el marco teórico, que está dividido en tres partes: la primera consta en antecedentes a nivel internacional, nacional y local; la segunda presenta las bases teóricas; y la tercera presenta la definición de los términos básicos.

El capítulo II presenta la hipótesis principal y variables.

El capítulo III presenta los materiales y métodos que se han usado. Primero se describe la localización de la investigación, luego se hace una breve descripción de la edificación y sus componentes estructurales. Se describe también el procedimiento que se ha realizado en esta investigación.

En el capítulo IV se presenta el análisis y discusión de resultados obtenidos y todos los detalles de la investigación. En el capítulo V se presentan las conclusiones y recomendaciones.

Capítulo I: Marco Teórico

1.1 Antecedentes de la Investigación

En su tesis “*Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de la sede principal del colegio de Santander en Bucaramanga*”. (Picon & Vargas, 2011), describen una edificación de uso esencial destinado a brindar servicios educativos, el colegio Santander está formado por tres bloques constituidos con un sistema estructural de pórticos de concreto armado en ambas direcciones; ubicado en el país de Colombia. La descripción de la problemática en dicha tesis plantea: el daño que causa un sismo en diferentes estructuras ha conllevado tanto a la creación como a la mejora de normas y códigos sismo resistentes, en los cuales se diera a conocer un mejor diseño en los elementos estructurales para que así las edificaciones pudiesen resistir diferentes eventos sísmicos sin causar daños. Sin embargo, muchas de las edificaciones que fueron construidas antes de la creación de normas y/o códigos se han visto expuestas a presentar deficiencias y vulnerabilidad sísmica, la cual se encarga de medir lo propensa que puede estar una estructura a sufrir el colapso o cuanto daño puede presentar esta después de un movimiento sísmico intenso.

El colegio Santander fue construido antes de que existieran en dicho país normas sismo resistentes de los años 1400 y 1984; por lo que, para la realización de dicha tesis, al no contar con planos arquitectónicos y estructurales se llevó a cabo diferentes ensayos no destructivos a varios elementos estructurales. Los modelos numéricos obtenidos de los ensayos se realizaron en el software SAP2000; para la evaluación se usó el análisis estático no lineal – pushover para conocer la capacidad que tendrá la estructura para soportar sismos según norma colombiana NSR10.

La conclusión presentada en la tesis fue que debido a los ensayos que se realizaron, estos arrojaron distintas fallas en elementos estructurales, por lo que la edificación se encuentra vulnerable ante cualquier evento sísmico de gran magnitud que se presente en la zona y al mismo tiempo, se ve expuesta a colapsar; debido a esto es necesario intervenir la edificación para poder adecuarlo a las exigencias actuales de la norma colombiana NSR10.

En su tesis “*Diseño sísmico basado en desempeño para una edificación esencial de concreto reforzado*”. (Aguilar, 2010), describe: un edificio de 9 pisos, el cual forma parte de la categoría A o esencial según el Reglamento de Construcción del Distrito Federal y sus Normas Complementarias para Diseño Sísmico, ubicado en la ciudad de México. Como problema el tesista planteo: que dicha norma no contempla el desempeño sísmico que debería tener una estructura, ni tampoco especifica que se debería tomar en cuenta tras la mala distribución de resistencia debido a un comportamiento no lineal de elementos estructurales. También, a través del paso del tiempo se ha podido observar que las consecuencias que trae un sismo poco frecuente es la pérdida de muchas vidas humanas y pérdidas económicas, es por esto por lo que nace la necesidad de emplear metodologías que incluyan al propietario del edificio y profesionales correspondientes, para que así se pueda entender y seleccionar el nivel de desempeño sísmico adecuado que vamos a desear para nuestra estructura.

En la presente tesis se hizo uso del diseño basado en desempeño sísmico a través del análisis estático no lineal – pushover y se determinó el punto de desempeño mediante las metodologías ATC-40 y FEMA 356; por consideraciones del tesista se propuso una configuración estructural, la cual en base a los resultados obtenidos mejora notablemente la rigidez y reduce los desplazamientos laterales. De acuerdo con esto, el análisis y/o evaluación del

mencionado edificio presento un adecuado comportamiento sísmico frente al colapso, es decir; se ubica en un nivel de desempeño considerado como seguridad de vida.

La finalidad de la tesis fue usar las metodologías actuales de diseño sísmico basado en desempeño de edificaciones principalmente aquellas que sean de uso esencial, ya que estas servirán de refugio después de un desastre.

En su tesis “*Análisis sísmico por desempeño estático no lineal de un edificio de 6 niveles en la ciudad de Trujillo, La Libertad*”. (Vergara & Zevallos, 2014), describe para su análisis una vivienda multifamiliar de 6 niveles conformada por pórticos y placas de concreto armado, ubicado en la ciudad de Trujillo. Además, describe como problema principal a las técnicas de construcción y diseño de edificaciones, en las cuales se debería desarrollar diferentes estudios y aplicar metodologías que permitan la incursión en el rango inelástico de los elementos estructurales durante y después de un sismo.

El estudio de esta tesis está basado en el modelado estructural de la edificación en el software Etabs 2013 después de un diseño, además; se realizó un análisis sísmico, en el cual se sometió a la estructura a un sismo de diseño de acuerdo con la Norma E.030 formando así la aparición de rotulas plásticas en los diferentes elementos estructurales y como consecuencia la pérdida de rigidez. Para el cálculo del punto de desempeño el tesista utilizo el procedimiento de la curva pushover incorporado en las normas (Applied Technology Council (ATC-40) , 1996) y (Federal Emergency Management Agency (FEMA 273), 1997) , gracias a esto se conoció el desplazamiento máximo de los elementos tanto horizontales como verticales y permitió estimar la demanda de ductilidad, rigidez y resistencia, también permitió conocer el desempeño sísmico que presentara la estructura, la cual fue de operacional; todo esto en base a la cantidad de daño

que sufrirá la edificación post-sismo. En base a esto se pudo proponer un adecuado reforzamiento.

En su tesis “*Nivel de Desempeño Sísmico del Edificio "A" de la Universidad Privada del Norte- Sede Cajamarca*”. (Chunque, 2013) describe un edificio de 4 niveles que consta de un sistema estructural formado por pórticos y placas de concreto armado, conocido como sistema dual, ubicado en la ciudad de Cajamarca. Este edificio está dentro de la categoría de edificaciones esenciales de acuerdo con la Norma E.030 ya que su uso está destinado a brindar educación universitaria. Los problemas principales que menciona en su tesis son: la incertidumbre que nos deja la norma peruana ya que siempre se producen cambios o modificaciones en diferentes aspectos, pero ninguno de estos cambios tiene que ver con algo que nos oriente a realizar el análisis que permita el adecuado desempeño sísmico de una estructura frente a la acción de sismos severos o poco frecuentes, ya que estos son los que más daño producen. También considero como problema, el inadecuado comportamiento de las estructuras frente a sismos que son poco comunes y la vulnerabilidad que estas presentan debido a la escasa demanda de ductilidad o resistencia que se le da al momento de diseñar.

El modelado o idealización estructural de la edificación fue el software SAP2000 v.2015. La determinación del punto de desempeño sísmico y el nivel de desempeño seleccionado para esta edificación se basaron en las metodologías ATC-40 y FEMA 356 a través del análisis Pushover, el cual dio como resultado que la capacidad de la estructura tiene buena resistencia y ductilidad frente a la acción de cargas laterales.

En su tesis “**Evaluación del desempeño sísmico del centro de salud Santa Rosa de la ciudad del Cusco ante la acción de un sismo severo**”. (Escalante, 2017), describe un edificio

de 4 niveles destinado a prestar servicios de salud, por lo que corresponde a la categoría de edificaciones esenciales, ubicado en la ciudad de Cusco, presenta una configuración estructural formada de pórticos de concreto armado y muros de corte.

Como problema principal se da a conocer que las edificaciones y quienes la hacen posible deberían presentar una idea clara del desempeño sísmico cuando ocurren sismos con periodos de retorno menores en la zona. Ante esta necesidad se vio importante considerar el desarrollo de metodologías que identifiquen fallas y determinen cuanto daño se producirá a razón de dichos sismos. Además; considero como problema que en el Perú no existe una norma que regule la evaluación de estructuras existentes, de manera diferente se presenta en estructuras nuevas ya que los códigos y normas garantizan el adecuado comportamiento en el rango inelástico debido a disposiciones especiales que se debe tener en el detallado de elementos estructurales.

El tesista en esta investigación contempla la evaluación de desempeño sísmico en dicho edificio, para los componentes estructurales y para los componentes no estructurales utilizando diferentes niveles de desempeño sísmico propuestos en la metodología ASCE 41-2013. Para el modelado matemático del edificio se usó el programa SeismoStruc y para la verificación del nivel de desempeño sísmico se llevó a cabo el análisis estático no lineal – pushover, con esto se pudo saber que dicha estructura no cumpliría con el nivel de desempeño Ocupación Inmediata para un determinado peligro sísmico (sismo moderado), pero para un nivel de peligro sísmico máximo este cumple con el desempeño Seguridad de Vida; por lo que se espera que el edificio no llegue al colapso. También, se pudo observar que muchos de los elementos no estructurales no cumplían con la evaluación propuesta.

En su tesis **“Desempeño sismorresistente del módulo C, del mercado de abastos de los baños del inca Cajamarca”**. (Ramirez, 2014) describe uno de los módulos del que está conformado la estructura del mercado de Abastos, el módulo C tiene una configuración estructural constituida de pórticos de concreto armado de 3 niveles, ubicado en la ciudad de Cajamarca. El problema principal es que debido a los diferentes sismos que se producen en todas partes del mundo, este género el interés de desarrollar nuevas metodologías orientadas al desempeño sísmico de una edificación.

La edificación que se presenta de acuerdo con la (Structural Engineers Association of California (SEAOC), 1995), para un tipo de sismo esta alcanza el nivel de funcional, lo que indica que la estructura se desempeñara correctamente ante un nivel de peligrosidad poco común en la zona. La metodología que tuvo en cuenta para conocer el tipo de daño que se generarían en elementos estructurales y no estructurales fue la metodología ASCE/SEI 7-10 y ASCE/SEI 41-06, la cual a través del análisis púshover determinaron el nivel de desempeño sísmico al que pertenecería la edificación.

El modelamiento de la estructura fue realizado en el programa SAP2000, además; para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica se usó el programa HAZUS MH-2.1 que es proporcionado por FEMA a través del método de espectro capacidad.

En su tesis **“Evaluación del desempeño sísmico del edificio hospital privado Jaén de la ciudad de Jaén”**. (Cieza, 2014) describe al edificio del hospital privado de Jaén de 5 niveles con un sistema estructural conformado de pórticos y placas de concreto armado, construido en el año 2011 y ubicado en la ciudad de Jaén. El problema principal de estas tesis es que la ciudad de Jaén se encuentra en desarrollo lo que hace la evaluación por desempeño sísmico tenga más

demanda, además de saber que en dicha ciudad no se han realizado estudios sobre desempeño sísmico sobre todo en edificaciones que son consideradas como esenciales, lo que debería impulsar a los profesionales a realizar y abordar con mucha conciencia dichos temas.

El desempeño sísmico de esta estructura fue determinado a través de las metodologías ATC-40 y SEAOC. Para el modelado estructural se hizo uso del programa SAP2000, además; a través del análisis púshover se obtuvo la curva de capacidad en la cual pudimos conocer los desplazamientos máximos de fluencia de los elementos estructurales y el colapso de la estructura, luego fueron asociados a los niveles de desempeño sísmico especificados en las metodologías mencionadas. De acuerdo con los niveles de peligrosidad esta estructura cumple con el nivel de operacional y funcional.

1.2 Bases Teóricas

1.2.1. Desempeño Sísmico

Hace mucho tiempo atrás se conocía muy poco de las consecuencias que producían los sismos en las edificaciones, por ese motivo no eran consideradas en los diseños estructurales; pero gracias a la aparición de la ingeniería sísmica es que varios países comenzaron a elaborar los primeros códigos de diseño que en su contenido incluían al método de las fuerzas equivalentes, el cual rige hasta hoy. Años más tarde, los códigos de diseño sismorresistente empezaron a incluir a la ductilidad como la propiedad más importante para un adecuado desempeño sísmico de las estructuras frente a la acción de un sismo. Además, junto al avance de la tecnología empezó a surgir el desarrollo de programas o softwares, los cuales serían utilizados para el análisis y diseño de estructuras solo en el rango lineal.

En los años de 1989 ,1994 y 1995, los sismos de Loma Prieta, Northbrigde en el estado de California y Hyogoken-Nanbu (Kobe) en Japón, muchas de estas estructuras no proporcionaron una adecuada resistencia a la acción de los sismos y produjeron grandes pérdidas económicas debido al daño que causaron los componentes estructurales y no estructurales, debido a que las normas tiempo atrás consideraban criterios de diseño sísmico menos rigurosos que los actuales generando que las edificaciones antiguas tengan un alto riesgo de vulnerabilidad sísmica. Es así como surge la necesidad de crear nuevos códigos de diseño los cuales reduzcan dichas pérdidas y al mismo tiempo; proponer tanto la evaluación sísmica como el refuerzo sísmico de edificaciones antiguas.

Es por este motivo que, a nivel mundial, se recoge evidencia en base a lecciones aprendidas en terremotos pasados para darle origen a una nueva generación de códigos y/o normas de diseño orientadas al desempeño sísmico de una estructura, basado en esto (Structural Engineers Association of California (SEAOC), 1995), establece el comité VISION 2000, en el cual nos presenta una filosofía sismorresistente para el diseño y evaluación de edificaciones existentes.

Posteriormente se da origen al documento presentado por (Applied Technology Council (ATC-40) , 1996), el cual parte de establecer metas de seguridad y daño para un nivel de peligro sísmico específico, quiere decir que se puede verificar una estructura con más de un sismo de diseño, proporcionando así al propietario múltiples opciones en cuanto al desempeño de su estructura, suponiendo un mayor esfuerzo y alto costo al momento de realizar el diseño.

En edificaciones existentes que fueron construidas antes de la aplicación del código, el enfoque basado en desempeño es aplicable ya que se va a requerir de análisis no lineales

haciendo uso de las propiedades de la estructura en su condición actual para calcular la respuesta que esta tendrá ante la acción de un sismo.

En cuanto al enfoque prescriptivo este se basa en la aplicación de códigos de diseño y listas de verificación, el cual logra que las estructuras cumplan con el objetivo de desempeño básico a través del control de derivas o el detallado especial de elementos estructurales. Su aplicación es parcial y limitada en edificaciones existentes ya que implica cumplir con disposiciones especiales para asegurar el buen comportamiento de la estructura ante la acción de un sismo.

Tabla 1.

Diferencias entre los enfoques de diseño sismorresistente de edificaciones.

(Traducido del reporte ATC 40 (1996) pág. 2-5)

Enfoque Prescriptivo		Enfoque basado en desempeño
Codigos de construccion / listas de verificacion.	Formato basico	Seguridad / daño / tiempo fuera de servicio para un nivel de peligro sismico especifico.
Limitado.	Opciones del propietario	Multiples.
Rutinaria.	Familiaridad de los arquitectos / ingenieros	Concepto relativamente nuevo.
Aplica directamente.	Edificaciones nuevas	Mejoras suplementarias del enfoque prescriptivo.
Parcialmente aplicable pero limitado.	Edificaciones existentes	Completamente aplicable.
La verificacion de planos es suficiente	Requisitos de revision	Requiere la revision de profesionales.
Tradicional.	Esfuerzo/ Costo de diseño	Mas alto que enfoque prescriptivo.

Luego fueron publicados los documentos (Federal Emergency Management Agency (FEMA 273), 1997), FEMA-274 en 1997, documentos que se basan en emplear curvas de demanda y capacidad que son obtenidas a partir de un análisis estático no lineal.

Más adelante, debido a los avances en la implementación del enfoque basado en desempeño sísmico se abrió paso a los códigos que evalúan edificaciones nuevas y existentes estipuladas en ((EUROCODE), 2004), ASCE41-2013 y ASCE41-2017.

Durante mucho tiempo la conceptualización de resistencia y desempeño han sido usadas como sinónimos, sin embargo; con las experiencias que dejaron los sismos pasados y a su vez las deficiencias detectadas en las estructuras permitieron que los códigos de diseño sismo resistente sean actualizados y presten mayor atención en cambiar la concepción que se tiene de incrementar la resistencia para aumentar la seguridad y así reducir el daño por una concepción de desempeño sísmico. Siendo este último, el método más usado para la evaluación de estructuras nuevas y existentes, cuyo fin es de cuantificar el daño producido en los componentes estructurales y no estructurales de una edificación cuando es sometida a solicitaciones sísmicas, cumpliendo así con el objetivo de desempeño deseado y manteniendo su filosofía sismorresistente (Escalante, 2017, págs. 4-6).

También, podemos definir en términos generales el desempeño sísmico como un índice del comportamiento general de una edificación y su condición posterior a la acción de un sismo de cierta intensidad, por lo tanto, el desempeño sísmico de un edificio dependerá de la capacidad de soportar la acción sísmica, sin sufrir daño considerable, en los componentes estructurales y componentes no estructurales. (Crainic & Munteanu, 2012, pág. 78)

1.2.2. Daño Sísmico

A nivel mundial se ha podido observar el daño que deja un sismo en las estructuras y en general, en la sociedad; es por este motivo que los diferentes códigos, softwares e

investigaciones están dirigidas a establecer parámetros que indiquen el daño causado, así mismo; se pueda cuantificar el efecto de las aceleraciones o desplazamientos del suelo.

La norma ASCE 41-17, describe el daño sísmico como un parámetro que va a medir la extensión de daño en un edificio conocido como nivel de desempeño debido a un sismo, estos se clasifican de acuerdo con los estados límites de daño, los cuales son aplicados al diseño y van a permitir evaluar la capacidad de una estructura.

Los estados límites de daño son clasificados en base a: 1) daños en componentes estructurales y componentes no estructurales. 2) riesgo al que ven expuestos las personas que ocupan la edificación. 3) la buena funcionabilidad de la edificación post-sismo.

1.2.3. Evaluación del Desempeño Sísmico

El diseño estructural de una edificación incluye el concepto de resistencia, el mismo que es usado por la mayoría de los profesionales de forma errónea, lo que garantiza que en una evaluación sísmica una estructura no se desempeñara de manera correcta.

Los conceptos de diseño y evaluación por desempeño no solo están orientados a evitar el colapso de una estructura, sino que también incluye el daño causado en lo elementos no estructurales, ya que estos representan la mayor parte del costo en una edificación.

La evaluación sísmica basada en desempeño busca comparar dos conceptos, los cuales estarán presentes durante la vida útil de la estructura; el concepto de demanda sísmica es representada a través de un espectro de respuesta y al mismo tiempo tiene parámetros o características como la demanda de resistencia elástica e inelástica, demanda de energía histerética, etc. El otro concepto para evaluar es el de la capacidad, el cual tiene la finalidad de

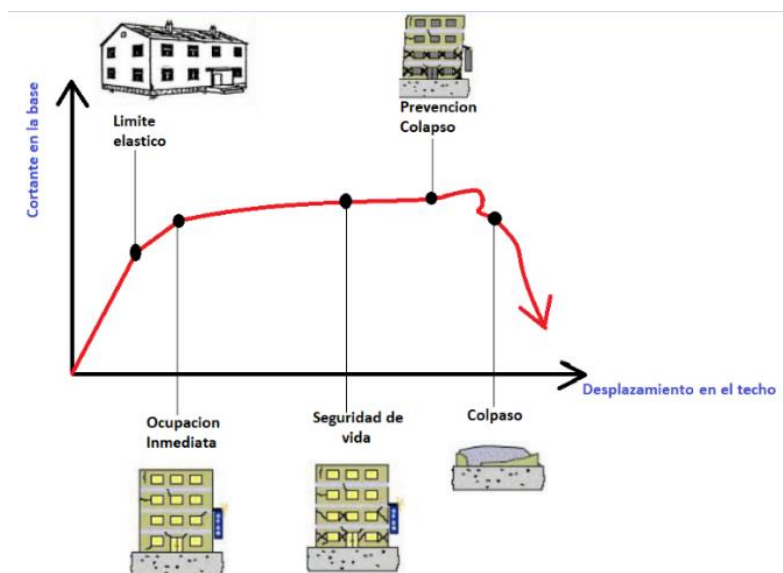
cumplir con el nivel de desempeño esperado, los parámetros que incluye este concepto son los de resistencia máxima, capacidad de disipar energía, etc.

Desde otro punto de vista es necesario evaluar las pérdidas o el daño inducido por los diferentes movimientos del suelo, de modo que, una edificación será considerada sísmicamente inadecuada si el daño estimado durante la evaluación supera el nivel de daño límite establecido. Por esto, es necesario saber que al momento de evaluar el daño que presenta una estructura debido a un sismo va a involucrar factores que van desde la adecuada definición del sismo diseño, un modelado estructural que sea representativo, características propias de los materiales y la definición de cargas estáticas.

De acuerdo con SEAOC (1995) existen varios métodos analíticos para la evaluación de edificaciones existentes, algunos de estos están basados en el comportamiento tanto lineal o elástico como no lineal o inelástico de la estructura. Con el método no lineal, nos podemos acercar al comportamiento real de la estructura cuando es sometida a un sismo de diseño específico, además; de poder identificar los modos de falla y momento de colapso, como se puede apreciar en la siguiente figura.

Figura 1.

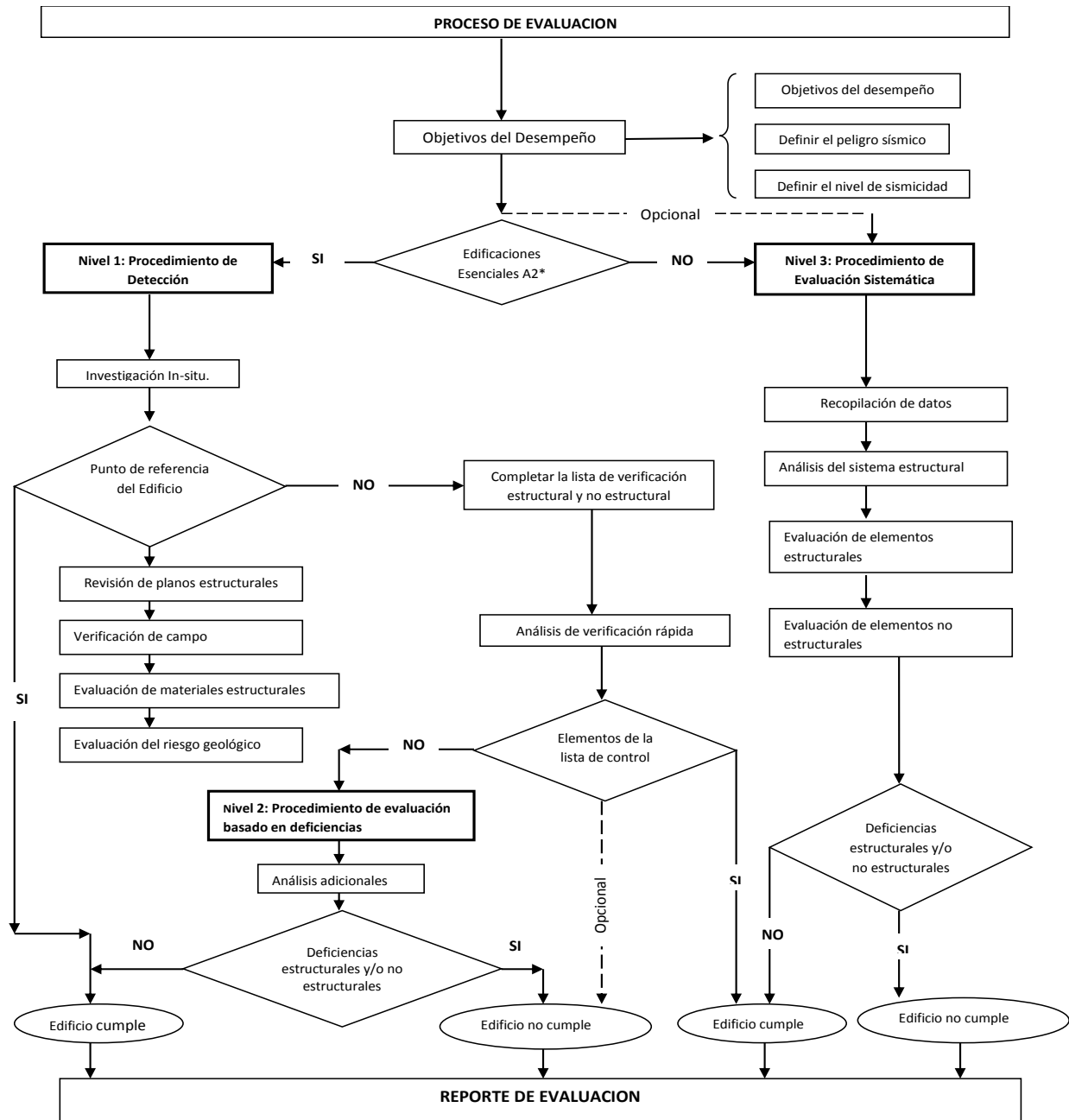
Relación entre la curva de capacidad y los Niveles de Desempeño.



Para una adecuada evaluación, se ha tomado el proceso de evaluación descrito en el ASCE 41 (2017), en la figura 2 se detalla dicho proceso; el cual está conformado por 3 niveles, el Nivel 1: procedimiento de detección, Nivel 2: procedimiento de evaluación basado en deficiencias y el Nivel 3: procedimiento de evaluación sistemática. La evaluación podrá realizarse utilizando solo los Niveles 1 y 3, el Nivel 2 consta de un análisis adicional que requiere que el Nivel 1 se haya realizado.

Figura 2.

Proceso de evaluación.



Nota: Adaptado de fig. C1-1 Proceso de evaluación (pág.388), por ASCE 41-17, copyright

ASCE.

Para realizar la evaluación de los niveles que serán descritos a continuación es necesario definir los siguientes factores: el nivel de desempeño de la estructura, peligro sísmico, objetivo de desempeño, nivel de sismicidad, además; conocer acerca del estado actual de la edificación en estudio.

El nivel 1: llamado también procedimiento de detección, en el cual se evalúa la condición general de la estructura de manera in-situ, es decir; se verificará que las condiciones descritas en los planos o cualquier otro documento disponible coincida con las condiciones actuales de la estructura. También incluirá la calidad de construcción, defectos y/o deterioros de construcción más comunes que podrían perjudicar el adecuado desempeño sísmico.

El nivel 2: llamado también procedimiento de evaluación y reforzamiento basado en deficiencias, el cual se basa en una evaluación adicional de las posibles deficiencias encontradas en el Nivel 1, con la finalidad de adecuar la estructura en base a sus deficiencias más potenciales.

El nivel 3: llamado también procedimiento de evaluación sistemática se realiza en estructuras sin importar a qué tipo de sistema estructural pertenezcan, se evalúa a la estructura en su estado actual o con las medidas de adecuación y/o reforzamiento que se establecieron en el Nivel 2; con la finalidad de garantizar la seguridad.

En los niveles 2 y 3 se realiza un modelado en un software apropiado para el análisis y diseño de edificios, que va a servir para determinar la demanda de fuerzas y desplazamientos en los componentes estructurales mediante el uso de los diferentes análisis que existen, tales como: análisis estático lineal, análisis estático no lineal – púshover, análisis dinámico lineal y análisis dinámico no lineal.

1.2.4. Objetivos de Desempeño Sísmico

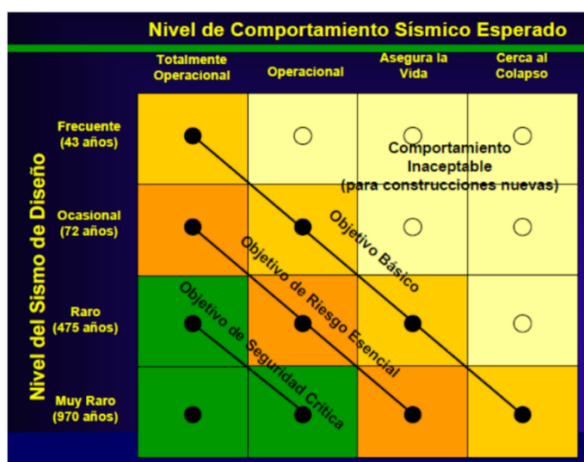
Esta referido al tipo de comportamiento esperado y/o deseado de la estructura, tomando en consideración el comportamiento de elementos no estructurales; se define mediante el nivel de desempeño sísmico tanto estructural como no estructural para diferentes niveles de amenaza sísmica teniendo en cuenta criterios como: importancia de la estructura, uso y consideraciones económicas.

Un objetivo de desempeño sísmico está asociado directamente con el interés económico del cliente y este a su vez está asociado al daño que provoca un sismo. Por este motivo el cliente debe evaluar la condición que tendrá su edificación post-sismo.

En la siguiente figura se puede observar una gráfica, la cual representa el tipo de desempeño de una estructura; esta fue desarrollada por SEAOC Vision 2000 y el proyecto FEMA 273.

Figura 3.

Objetivos de Desempeño para Edificios, SEAOC (1995)



Nota: Adaptado de Cyclic Behavior of Steel Fiber Reinforced Concrete from Material to Seismic Columns, por (Federica, 2016), [https:// researchgate.net/figure/Redefinition-of-SEAOC-Vision-2000-1995_fig1_289374618](https://researchgate.net/figure/Redefinition-of-SEAOC-Vision-2000-1995_fig1_289374618).

En el caso de edificaciones esenciales como hospitales, centros educativos, etc van a requerir que mantengan su funcionabilidad y para ello se debe minimizar el daño, incluyendo en los elementos no estructurales ya que muchas veces estos son responsables del mayor daño que deja un sismo en una edificación.

La norma ASCE 41-17 clasifica a los objetivos de desempeño sísmico en: objetivo de desempeño básico para edificaciones existentes, con sus siglas en inglés (BPOE), objetivo de desempeño mejorado para edificaciones existentes y objetivo de desempeño limitado para edificaciones existentes.

1.2.4.1. Objetivo de Desempeño Básico Para Edificaciones Existentes (BPOE).

Para este tipo de objetivo se debe tener en cuenta la categoría de riesgo que es definida por el código ASCE 7-10 dentro de la norma peruana E.030 se conoce como categoría de la edificación y ambas dependerán del uso o importancia de la edificación, debe cumplir que al ser sometidos a niveles de peligrosidad sísmica BSE-1E, BSE-2E (Basic Safety Earthquake) que traducido quiere decir terremoto de seguridad básica, los componentes tanto estructurales como no estructurales deberán estar en el rango de los niveles de desempeño aceptables, tal como se aprecia en la tabla 2. Cabe resaltar que dicho objetivo está destinado a la evaluación y adaptación de edificios existentes.

Para estructuras que cumplan con este objetivo de desempeño se debe esperar bajos niveles de daño para eventos sísmicos poco frecuentes.

Tabla 2.

Objetivos de Desempeño Básicos para Edificios Existentes.

Niveles de evaluación Peligro Sísmico Categoría de riesgo	Niveles 1 y 2	
	BSE-1E	BSE-2E
ASCE 7: I Y II E.030: Categoría C y D - Edificaciones comunes y temporales	No evaluado	Desempeño estructural prevención del colapso
	Desempeño no estructural seguridad de vida (3-C)	Desempeño no estructural peligro reducido (5-D)
ASCE 7: III E.030: Categoría B - Edificaciones importantes	No evaluado	Desempeño estructural seguridad limitada
	Desempeño no estructural retención de posición (2-B)	Desempeño no estructural peligro reducido (4-D)
ASCE 7: IV E.030: Categoría A - Edificaciones esenciales	Desempeño estructural ocupación inmediata	Desempeño estructural seguridad de vida
	Desempeño no estructural retención de posición (1-B)	Desempeño no estructural peligro reducido (3-D)

Nota: Adaptado de tabla 2-1 Objetivo de desempeño básico para edificios existentes (pág.24), por ASCE 41-17, copyright ASCE.

1.2.4.2. Objetivo de Desempeño Mejorado Para Edificaciones Existentes.

Es aquel objetivo que va a generar que el comportamiento esperado de la estructura sea superior al de un objetivo de desempeño básico, para esto se tendrá en cuenta, que los niveles de desempeño tanto estructurales como no estructurales usaran niveles de peligro sísmico superiores al de un objetivo de desempeño básico, para así lograr un nivel de desempeño superior.

1.2.4.3. Objetivo de Desempeño Limitado Para Edificaciones Existentes.

La finalidad que tiene este objetivo es el de mejorar el nivel de desempeño después de un evento sísmico, es decir; reforzando a la estructura de forma que aporte fuerza a cada componente de manera individual y así mejorar de forma general el rendimiento y/o el nivel de desempeño de la estructura.

1.2.5. Niveles de Desempeño Sísmico

Es el nivel de daño que va a presentar un edificio durante la acción de un sismo específico; en una estructura vamos a encontrar un nivel de desempeño estructural y no estructural, niveles que van a describir el comportamiento esperado de la estructura, cuanto daño y pérdidas económicas pueden ocurrir. También, estos niveles de desempeño sísmico van a depender de la amenaza sísmica y el grado de importancia que tenga la estructura; por ejemplo, una edificación de uso esencial debe cumplir con un nivel de desempeño más exigente según sea la intensidad del sismo.

Además, los niveles de desempeño se asocian a los estados de daño, los cuales ASCE 41-17 define seis niveles para componentes estructurales, que son: Ocupación inmediata (S-1), Control de daño (S-2), Seguridad de vida (S-3), Seguridad limitada (S-4), Prevención del colapso (S-5); y cinco niveles discretos de desempeño no estructural: Operacional (N-A), Retención de la posición (N-B), Seguridad de vida (N-C), Reducción de peligros (N-D) y No Considerado (N-E). (págs. 23-25)

A continuación, se presentan los estados de daño, para lo cual ASCE 41-17 en sus páginas 24 y 25, describe:

1.2.5.1 Nivel de Desempeño Estructural “Ocupación Inmediata” (S-1).

Es aquel estado de daño post sismo en el que una estructura debe permanecer segura para ser ocupada por las personas que la habitan, también debe conservar su fuerza y rigidez.

1.2.5.2. Nivel de Desempeño Estructural “Control de Daños” (S-2).

Es definido como el estado de daño post sismo que se encuentra entre el nivel de desempeño estructural Seguridad de vida (S-3) y Ocupación inmediata (S-1).

1.2.5.3. Nivel de Desempeño Estructural “Seguridad de vida” (S-3).

Es el nivel de desempeño estructural, en el que se define un estado de daño post sismo; en el que una estructura va a presentar daños en sus componentes estructurales, pero va a conservar el margen de seguridad contra el inicio de un colapso parcial o total.

1.2.5.4. Nivel de Desempeño Estructural “Seguridad Limitada” (S-4).

Es el nivel de desempeño estructural que presenta daño continuo, está comprendido entre el nivel de desempeño Seguridad de vida (S-3) y Prevención del colapso (S-5).

1.2.5.5. Nivel de Desempeño Estructural “Prevención del Colapso” (S-5).

Definido como el estado de daño post sismo, en el que una estructura tiene componentes estructurales y no estructurales dañados y soporta cargas gravitatorias, pero no conserva ningún margen contra el colapso.

1.2.5.6. Nivel de Desempeño Estructural “No Considerado” (S-6).

Este nivel de desempeño estructural será usado cuando una estructura no requiera de una evaluación o reforzamiento.

Tabla 3.

Niveles de desempeño estructural y daño ilustrativo en pórticos de concreto armado.

ELEMENTO	TIPO	NIVEL DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL		
		Prevención del Colapso (S-5)	Seguridad de Vida (S-3)	Ocupación Inmediata (S-1)
PORTICOS DE CONCRETO	PRIMARIO	Extenso agrietamiento y formación de rotulas plásticas en elementos dúctiles. Agrietamiento limitado y/o falla en los nodos de algunas columnas no dúctiles. Daño severo en columnas cortas.	Extensos daños en vigas. Desprendimiento del recubrimiento y agrietamiento por corte para columnas dúctiles. Desprendimientos menores en columnas no dúctiles. Grietas en nudos.	Pequeñas grietas. Es posible un rendimiento limitado en pocos lugares. Desprendimiento menor de la cubierta de hormigón.
	SECUNDARIO	Extenso deterioro en las columnas y vigas. Reducción limitada de las columnas. Daño severo en los nudos. Algunos refuerzos se doblaron.	Formación de grietas y rotulas plasticas importantes en los elementos dúctiles. Agrietamiento limitado o fallo de empalme en algunas columnas no dúctiles. Daños severos en columnas cortas.	Desprendimientos menores en ciertos lugares de columnas y vigas dúctiles. Fisuras por flexión en vigas y columnas. Fisuras de corte en las juntas.
	DERIVA	La deriva transitoria es suficiente para causar extensos daños no estructurales. Extensa deriva permanente.	La deriva transitoria es suficiente para causar daños no estructurales. Notable deriva permanente.	Deriva transitoria que causa daños menores o no estructurales. Deriva permanente insignificante.

Nota: Adaptado de tabla C2-4 Niveles de desempeño estructural y daño ilustrativo (pág. 401), por ASCE 41-17, copyright ASCE.

1.2.5.7. Nivel de Desempeño no Estructural “Operacional” (N-A).

Es definido como el estado de daño post sismo en el que los componentes no estructurales serán capaces de funcionar de forma adecuada antes de ocurrido el sismo.

1.2.5.8. Nivel de Desempeño no Estructural “Retención de la Posición” (N-B).

Este nivel de desempeño no estructural es también el estado de daño post sismo en el que los componentes no estructurales pueden ser dañados hasta el punto de no funcionar de forma inmediata; pero están asegurados en el lugar que fueron colocados de manera que su caída no cause daños. Los sistemas de acceso a edificios tales como escaleras, ascensores, puertas, etc deberán mantenerse disponibles y operables, siempre que se disponga de energía y otros servicios públicos.

1.2.5.9. Nivel de Desempeño no Estructural “Seguridad de Vida” (N-C).

Es el estado de daño post sismo en el que los componentes no estructurales pueden ser dañados, pero esto no supondrá una amenaza para la seguridad de la vida.

1.2.5.10. Nivel de desempeño no estructural “Reducción de peligros” (N-D).

Se define como es el estado de daño post sismo en el que los componentes no estructurales están dañados y pueden causar daño al momento de caer y de ese modo poner en riesgo la seguridad de la vida; por lo que estos deben estar asegurados para evitar su caída.

1.2.5.11. Nivel de Desempeño no Estructural “No Considerado” (N-E).

Cuando una evaluación no contempla todos los componentes no estructurales en uno de los niveles de los apartados anteriores se selecciona este nivel de desempeño.

Tabla 4.*Control de daños y niveles de desempeño del edificio*

DAÑO GLOBAL	NIVEL OBJETIVO PARA DESEMPEÑO DE EDIFICIOS			
	Nivel Prevención del Colapso (5-E) SEVERO	Nivel Seguridad de Vida (3-C) MODERADO	Nivel Ocupación Inmediata (1-B) LEVE	Nivel Operación MUY LEVE
Componentes estructurales	Poca rigidez y resistencia residual, pero las columnas y los muros esenciales funcionan. Grandes desplazamientos permanentes. Algunas salidas bloqueadas, divisiones y parapetos sin confinamiento fallaron o la falla es incipiente. El edificio está cerca al colapso.	Alguna pérdida de rigidez y resistencia en todos los pisos. Los elementos que resisten cargas de gravedad funcionan. No hay falla en muros o parapetos. Algunos desplazamientos permanentes. Daño en divisiones. La reparación del edificio es factible económicamente.	No hay desplazamientos permanentes. La estructura conserva sustancialmente su resistencia y rigidez inicial. Pequeñas grietas en las fachadas, tabiques y techos, así como en elementos estructurales. Ascensores pueden reiniciarse. La protección contra incendios funciona.	No hay desplazamientos permanentes. La estructura conserva sustancialmente su rigidez y resistencia original. Pequeñas fisuras en las fachadas, tabiques y techos, así como en elementos estructurales. Todos los sistemas importantes operan con normalidad.
Componentes no estructurales	Extenso daño. Muros de relleno y parapetos sin arriostrar fallaron o la falla es incipiente.	El riesgo de caída de parapetos es mitigado, pero muchos sistemas arquitectónicos, mecánicos y eléctricos están dañados.	Equipamiento y contenidos están seguros, pero podrían no estar operativos debido a una falla mecánica u falta de energía. Poco agrietamiento en fachadas, particiones y techos. Ascensores pueden ser reiniciados, protección contra incendio operativa.	Daño insignificante. La mayoría de las otras utilidades están disponibles, posiblemente desde fuera de emergencia.

Nota: Adaptado de tabla C2-3 Control de daños y niveles de desempeño del edificio (pág. 399), por ASCE 41-17, copyright ASCE.

Sin embargo, a una estructura se le designa un principal objetivo para niveles de desempeño, los mismos que se asignan de forma alfanumérica, es decir; un número va a representar el nivel de desempeño estructural y una letra representa el nivel de desempeño no estructural. La norma (ASCE41-17, págs. 457-458) define cuatro objetivos específicos para niveles de desempeño que serán descritos a continuación.

1.2.5.12. Nivel de Desempeño “Operacional” (1-A).

Las estructuras que cumplan con este nivel de desempeño sísmico deben presentar daño mínimo tanto para sus componentes estructurales como para sus componentes no estructurales, es decir; la edificación debe mantener su funcionalidad post - sismo, aunque pueden presentar problemas asociados a los servicios de agua, luz y otros.

En caso de un sismo severo no es económico modificar los edificios existentes para cumplir con este nivel de desempeño sísmico, con excepción de estructuras destinadas a uso esencial.

Además; una estructura para alcanzar este nivel de desempeño sísmico en sus componentes estructurales debe cumplir con las exigencias del nivel de desempeño Ocupación inmediata (S-1) y en sus componentes no estructurales cumplir con el nivel de desempeño Operacional (N-A).

1.2.5.13. Nivel de Desempeño “Ocupación Inmediata” (1-B).

La respuesta esperada de las estructuras que cumplan con este nivel de desempeño deberá presentar daño mínimo en sus componentes estructurales y menos daño en sus componentes no estructurales. Después de un sismo severo es posible volver a ocupar la edificación, teniendo en cuenta que los componentes no estructurales podrían estar dañados y no funcionar, además; será necesario realizar una limpieza y reparación de servicios básicos para que pueda funcionar de manera normal.

En este nivel de desempeño sísmico el riesgo para la seguridad de la vida de los ocupantes es muy bajo.

Muchos propietarios desean alcanzar este nivel de desempeño cuando el edificio es sometido a sismos moderados y severos, ya que este nivel proporciona una mayor protección que la que obtenemos en el nivel de desempeño operacional, sin el costo de realizar una rigurosa evaluación sísmica del funcionamiento de los componentes no estructurales.

Además; los componentes estructurales deberán cumplir con los requisitos del nivel de desempeño Ocupación inmediata (S-1) y los componentes no estructurales deben cumplir con el nivel de desempeño Retención de la posición (N-B).

1.2.5.14. Nivel de Desempeño “Seguridad de Vida” (3-C).

Los componentes estructurales y no estructurales del edificio que se encuentre en este nivel de desempeño sufrirán daños graves, causando así lesiones graves en los ocupantes y personas que se encuentren cerca del edificio, lo que se evitar ya que se tiene como finalidad salvaguardar la vida de las personas. El riesgo para la vida es bajo en este nivel.

Este nivel de desempeño implica más daño que el que se puede predecir en edificaciones nuevas que son diseñadas y construidas con sismos de diseño.

Además; los componentes estructurales deberán cumplir con los requisitos del nivel de desempeño Seguridad de vida (S-3) y los componentes no estructurales deberán cumplir con Seguridad de vida (N-C).

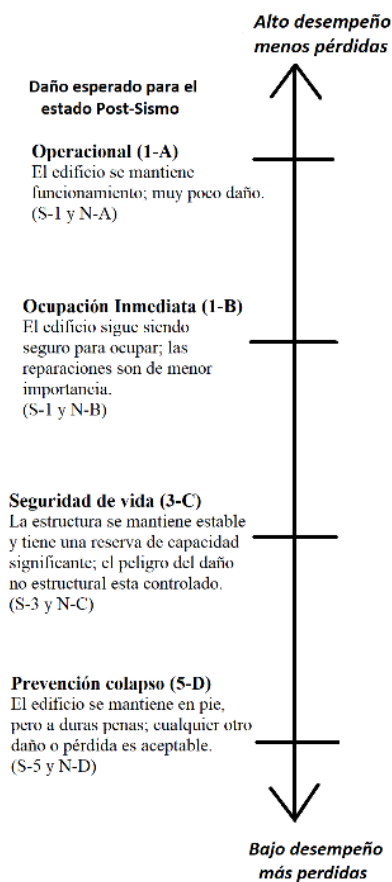
1.2.5.15. Nivel de Desempeño “Prevención de Colapso” (5-D).

Si una estructura alcanza este nivel de desempeño sísmico se pueden producir grandes daños en los componentes estructurales y no estructurales, sin embargo; el edificio no colapsa. La reparación que se realiza en estructuras con este nivel de desempeño resulta económicamente poco práctica.

Además; los componentes estructurales deberán cumplir con los requisitos del nivel de desempeño Prevención de colapso (S-5) y los componentes no estructurales deberán cumplir con el nivel de desempeño Reducción de peligros (N-D).

Figura 4.

Niveles de desempeño para edificios.



Nota: Adaptado de fig. C2-1 Niveles de desempeño para edificios (pág.410), por ASCE 41-17, copyright ASCE.

1.2.6. Amenaza o Peligro Sísmico

Se define como un parámetro que va a describir los efectos que provoca un sismo, referido a la intensidad máxima que puede producirse en el suelo de una zona específica.

Este parámetro es expresado de forma racional en términos de probabilidad de que un determinado valor como la intensidad, la aceleración, velocidad, etc. sea excedido en un tiempo dado. El ASCE41-17, establece cuatro niveles de peligro sísmico que son representados por un espectro de respuesta con 5% de amortiguamiento.

Tabla 5.

Niveles de peligro sísmico.

Peligro sísmico	Probabilidad de excedencia	Periodo de retorno (años)
BSE-1E	20% en 50 años	225
BSE-2E	5% en 50 años	975
BSE-1N	10% en 50 años	475
BSE-2N	2% en 50 años	2475

Nota: Adaptado de tabla C2-1 Probabilidad de excedencia y periodo de retorno (pág.396), por ASCE 41-17, copyrigh ASCE.

Actualmente, a nivel internacional contamos con un modelo probabilístico simplificado, que solo considera los parámetros de: la magnitud del sismo, características locales del sitio en observación, disminución de las amplitudes de las ondas sísmicas como se puede observar en la figura 5, parámetros que están basados en registros instrumentales y estos a su vez, incluyen las características del medio por donde viajan las ondas sísmicas (Kuroiwa, 2002).

Figura 5.

Modelo simplificado de peligro sísmico.



Nota: Tomado de fig. F-31S2 Modelo simplificado de peligro sísmico (pág.108), por Julio Kuroiwa, 2002, Editorial Bruño.

Además; al contar con estudios probabilísticos que sean correctamente interpretados y estén relacionados a la historia sísmica, condiciones geológicas y tectónicas, estos serán de ayuda para la evaluación de futuros eventos sísmicos y la amenaza o peligro sísmico de determinada región.

En base a estos estudios e información instrumental, el Perú cuenta con información histórica de sismos que ocurrieron a lo largo de los años; se ha realizado un reporte sísmico basados en el año en que fue puesta en funcionamiento la estructura de la universidad Alas Peruanas – Jaén hasta la actualidad de acuerdo con la base de datos del (IGP, 2009 - 2020), también se consideraron solo aquellos sismos de magnitud mayores a 3Mw que hayan ocurrido en la zona donde se está ejecutando la tesis o aquellos sismos que hayan ocurrido en diferentes partes del país y que han podido llegar a dicha zona con menos intensidad. A continuación, se presenta el reporte de sismos por año.

Tabla 6.*Reporte de sismos del año 2009 al año 2012.*

REPORTE DE SISMOS AÑO 2009					
FECHA	LATITUD (SUR)	LONGITUD (OESTE)	PROFUNDIDAD (KM)	MAGNITUD	UBICACIÓN REFERENCIAL
01/02/2009	-5.75	-78.91	16.0	3.6	Jaen
23/05/2009	-5.25	-79.07	16.0	4.0	Jaen
07/07/2009	-5.78	-79.98	76.0	3.9	Lambayeque
04/08/2009	-5.67	-77.68	32.0	4.2	San Martin
05/08/2009	-8.22	-78.92	56.0	4.1	Trujillo
25/08/2009	-7.91	-78.1	17.0	4.8	La Libertad
24/10/2009	-5.76	-78.76	11.0	4.1	Jaen
REPORTE DE SISMOS AÑO 2010					
11/01/2010	-5.38	-79.11	46.0	4.0	Jaen
27/03/2010	-5.48	-79.89	99.0	3.7	Piura
21/04/2010	-6.06	-76.94	20.0	4.2	San Martin
21/04/2010	-6.22	-76.98	29.0	4.4	San Martin
19/05/2010	-5.61	-77.78	122.0	5.6	Amazonas
26/06/2010	-5.51	-78.49	64.0	3.8	Amazonas
26/06/2010	-6.09	-78.82	38.0	3.9	Jaen
29/07/2010	-4.03	-77.96	50.0	3.8	Condorcanqui
17/08/2010	-5.69	-79.92	64.0	5.0	Lambayeque
02/09/2010	-6.42	-76.08	22.0	4.6	San Martin
10/09/2010	-6.93	-79.4	85.0	4.3	Lambayeque
REPORTE DE SISMOS AÑO 2010					
11/01/2010	-5.38	-79.11	46.0	4.0	Jaen
27/03/2010	-5.48	-79.89	99.0	3.7	Piura
21/04/2010	-6.06	-76.94	20.0	4.2	San Martin
21/04/2010	-6.22	-76.98	29.0	4.4	San Martin
19/05/2010	-5.61	-77.78	122.0	5.6	Amazonas
26/06/2010	-5.51	-78.49	64.0	3.8	Amazonas
26/06/2010	-6.09	-78.82	38.0	3.9	Jaen
29/07/2010	-4.03	-77.96	50.0	3.8	Condorcanqui
17/08/2010	-5.69	-79.92	64.0	5.0	Lambayeque
02/09/2010	-6.42	-76.08	22.0	4.6	San Martin
10/09/2010	-6.93	-79.4	85.0	4.3	Lambayeque
REPORTE DE SISMOS AÑO 2011					
03/04/2011	-6.51	-76.71	37.0	4.0	San Martin
20/04/2011	-3.74	-79.4	56.0	4.7	Loja - Ecuador
20/06/2011	-5.13	-80.35	40.0	4.3	Piura
29/06/2011	-6.28	-76.98	26.0	4.5	San Martin
02/09/2011	-3.52	-79.79	90.0	5.3	Ecuador
09/11/2011	-4.02	-77.73	153.0	4.9	Condorcanqui
22/11/2011	-4.67	-80.69	31.0	4.6	Piura
REPORTE DE SISMOS AÑO 2012					
11/02/2012	-6.19	-77.04	276.0	4.8	San Martin
19/03/2012	-5.36	-80.27	60.0	4.3	Piura
24/03/2012	-7.92	-78.84	47.0	3.9	Trujillo
30/04/2012	-5.76	-77.14	25.0	4.1	San Martin
27/06/2012	-4.46	-79.73	34.0	3.9	Loja - Ecuador
07/09/2012	-6.19	-80.05	53.0	4.5	Lambayeque
15/09/2012	-4.12	-80.27	14.0	4.2	Loja - Ecuador

Tabla 7.*Reporte de sismos del año 2013 al año 2016.*

REPORTE DE SISMOS AÑO 2013					
FECHA	LATITUD (SUR)	LONGITUD (OESTE)	PROFUNDIDAD (KM)	MAGNITUD	UBICACIÓN REFERENCIAL
16/01/2013	-5.79	-77.03	34.0	4.7	San Martin
20/05/2013	-5.66	-78.66	21.0	4.2	Jaen
13/06/2013	-4.54	-79.99	39.0	4.1	Piura
21/06/2013	-6.62	-78.59	8.0	3.7	Chota
21/07/2013	-7.03	-78.58	24.0	3.9	Cajamarca
12/08/2013	-6.32	-80.14	58.0	4.6	Lambayeque
14/11/2013	-5.79	-80.22	60.0	5.1	Piura
15/12/2013	-7.72	-76.9	122.0	5.1	San Martin
REPORTE DE SISMOS AÑO 2014					
08/01/2014	-5.05	-80.03	89.0	4.9	Piura
13/01/2014	-5.32	-78.66	28.0	4.2	Jaen
15/01/2014	-5.75	-78.71	21.0	4.0	Jaen
06/03/2014	-4.50	-79.76	95.0	4.3	Piura
13/03/2014	-5.44	-78.74	21.0	4.5	Jaen
20/03/2014	-4.27	-79.9	43.0	4.5	Loja - Ecuador
15/04/2014	-6.89	-78.21	21.0	3.8	Cajamarca
28/05/2014	-5.27	-78.83	18.0	4.4	Huarango - Jaen
28/05/2014	-5.28	-78.8	19.0	4.4	Huarango - Jaen
28/07/2014	-4.96	-79.52	92.0	4.7	Piura
31/07/2014	-6.33	-77.00	112.0	4.7	San Martin
09/11/2014	-5.47	-78.57	16.0	4.9	Jaen
28/11/2014	-3.87	-77.23	107.0	4.9	Loreto
REPORTE DE SISMOS AÑO 2015					
09/01/2015	-5.41	-78.82	25.0	4.3	Jaen
28/02/2015	-4.95	-78.51	40.0	4.6	Amazonas
20/03/2015	-4.27	-79.9	43.0	4.5	Loja - Ecuador
12/05/2015	-5.56	-79.59	110.0	4.3	Piura
31/05/2015	-8.35	-76.54	10.0	4.0	San Martin
23/06/2015	-6.45	-77.65	25.0	4.3	Amazonas
02/09/2015	-5.53	-76.65	37.0	4.2	Loreto
03/10/2015	-4.80	-79.71	18.0	4.3	Piura
REPORTE DE SISMOS AÑO 2016					
05/01/2016	-7.11	-78.56	10.0	4.5	Cajamarca
05/01/2016	-6.46	-79.94	55.0	4.2	Lambayeque
07/01/2016	-6.73	-77.18	21.0	4.7	San Martin
10/01/2016	-4.52	-77.81	12.0	4.1	Condorcanqui
19/01/2016	-4.33	-78.00	33.0	4.1	Condorcanqui
29/01/2016	-6.11	-76.85	31.0	4.1	San Martin
20/03/2016	-5.65	-78.83	20.0	4.5	Jaen
09/04/2016	-4.2	-78.38	19.0	4.9	Condorcanqui
09/04/2016	-5.23	-80.09	57.0	4.3	Piura
24/04/2016	-4.57	-77.91	98.0	4.5	Condorcanqui
04/06/2016	-5.74	-78.76	16.0	3.8	Jaen
09/08/2016	-5.89	-78.87	14.0	4.4	Jaen
07/12/2016	-5.27	-78.88	17.0	4.8	Huarango - Jaen

Tabla 8.

Reporte de sismos del año 2017 al año 2020.

REPORTE DE SISMOS AÑO 2017					
FECHA	LATITUD (SUR)	LONGITUD (OESTE)	PROFUNDIDAD (KM)	MAGNITUD	UBICACIÓN REFERENCIAL
02/01/2017	-4.92	-76.46	118.0	5.8	Loreto
31/01/2017	-3.45	-76.86	37.0	5.2	Loreto
20/02/2017	-5.14	-74.98	169.0	5.6	Loreto
08/05/2017	-8.01	-76.78	30.0	5.3	San Martin
19/07/2017	-6.04	-76.94	28.0	4.7	Moyobamba
11/09/2017	-4.54	-79.65	25.0	4.0	Piura
26/09/2017	-5.95	-77.32	17.0	4.6	Nueva Cajamarca
26/12/2017	-5.79	-79.66	108.0	4.8	Piura
REPORTE DE SISMOS AÑO 2018					
01/02/2018	-8.43	-79.35	49.0	5.0	La Libertad
07/09/2018	-9.79	-76.24	132.0	4.7	Cuenca - Ecuador
REPORTE DE SISMOS AÑO 2019					
18/01/2019	-3.33	-76.92	139.0	5.8	Loreto
02/02/2019	-2.76	-78.80	146.0	4.8	Cuenca - Ecuador
04/02/2019	-2.46	-79.89	43.0	5.8	Guayaquil - Ecuador
05/02/2019	-2.91	-78.66	31.0	5.0	Cuenca - Ecuador
22/02/2019	-2.25	-77.19	139.0	7.7	Loreto
06/03/2019	-6.46	-79.63	13.0	5.2	Lambayeque
13/03/2019	-5.47	-80.18	55.0	4.3	Piura
12/04/2019	-6.97	-74.12	190.0	4.6	San Martin
17/04/2019	-5.11	-78.37	53.0	5.3	Amazonas
26/05/2019	-5.70	-75.27	141.0	7.2	Loreto
29/05/2019	-4.65	-75.42	128.0	5.0	Loreto
23/07/2019	-2.53	-76.49	152.0	4.9	Loreto
10/08/2019	-5.74	-78.75	31.0	4.3	Jaen
18/08/2019	-2.40	-79.55	115.0	5.1	Guayaquil - Ecuador
REPORTE DE SISMOS AÑO 2020					
06/01/2020	-6.84	-76.83	19.0	4.0	San Martin
05/02/2020	-4.35	-77.46	17.0	5.3	Santa Maria de Nieva
13/04/2020	-5.27	-78.5	38.0	4.2	Bagua
25/04/2020	-5.76	-77.56	22.0	4.5	Amazonas
29/04/2020	-2.83	-77.33	23.0	4.5	Loreto
06/05/2020	-5.62	-76.49	104.0	5.7	Moyobamba
13/05/2020	-7.23	-79.42	69.0	4.5	La Libertad
19/07/2020	-8.47	-80.43	32.0	5.1	La Libertad
03/08/2020	-7.34	-77.95	14.0	4.8	San Marcos-Cajamarca
08/08/2020	-6.07	-75.69	46.0	4.4	Loreto
16/08/2020	-4.29	-76.8	116.0	4.1	Condorcanqui
29/08/2020	-5.47	-77.14	27.0	4.1	San Martin
31/08/2020	-2.43	-77.05	148.0	4.4	Loreto
17/09/2020	-7.62	-75.68	42.8	4.5	Loreto
23/09/2020	-5.41	-78.66	21.8	3.9	Bagua
25/09/2020	-2.94	-77.04	118.0	4.5	Loreto
02/10/2020	-8.81	-80.4	20.0	4.6	La Libertad
04/10/2020	-5.94	-76.89	20.0	4.7	Moyobamba
12/10/2020	-2.6	-77.9	125.0	4.6	Loreto
14/10/2020	-6.05	-76.92	26.0	4.2	Moyobamba
22/10/2020	-5.45	-76.85	38.0	4.0	Moyobamba
08/11/2020	-5.61	76.73	32.0	4.6	Moyobamba
10/11/2020	-3.96	-77.54	106.0	4.0	Condorcanqui
12/11/2020	-4.77	-77.39	120.0	4.4	Condorcanqui
17/11/2020	-4	-77.06	120.0	4.6	Condorcanqui
29/11/2020	-5.19	-79.26	18.0	4.8	San Ignacio
22/12/2020	-3.63	-77.86	28.0	4.5	Condorcanqui

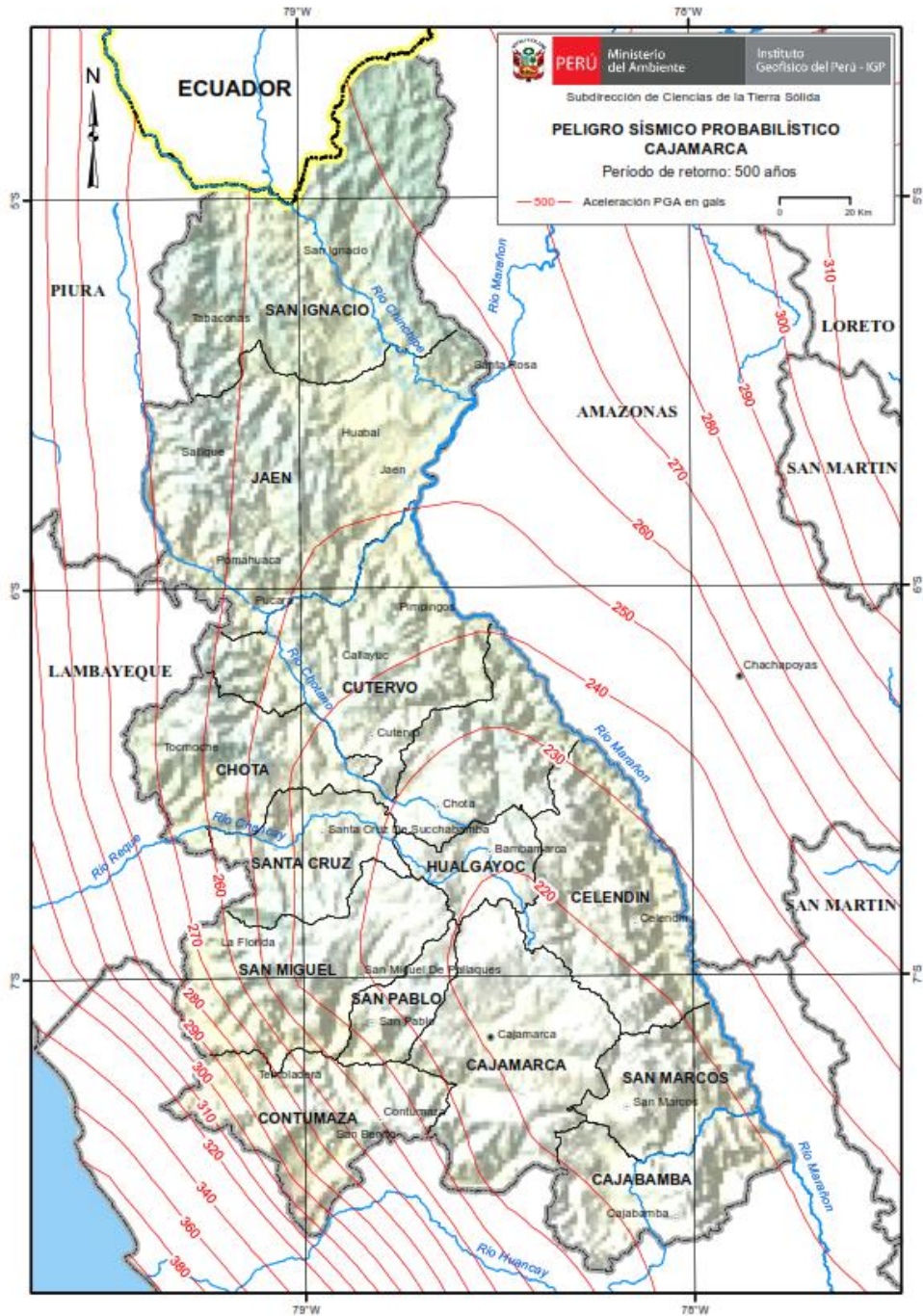
Se puede apreciar en los reportes sísmicos que en la zona de Jaén y en las zonas colindantes ocurrieron sismos de diferentes magnitudes que han podido o no causar daños menores en las estructuras; generando incertidumbre a la población, debido a que la parte sur de nuestro territorio peruano ya libero energía con el sismo de Pisco en 2007, pero las lagunas sísmicas en la parte norte de nuestro territorio pueden liberar energía en cualquier momento, llegando así a afectar de manera significativa la estructura en evaluación, la cual deberá cumplir con las funciones para las que fue diseñada y construida.

Debido a este reporte de sismos y muchos otros existentes en la base de datos del Instituto Geofísico del Perú se pudo ubicar los epicentros y magnitudes de sismos que han afectado de manera significativa diferentes partes del país y de ese modo podamos conocer el periodo de retorno de un sismo. El Dr. Jorge Alva y el Ing. Jorge Castillo profesores del CISMID FIC/UNI, agregaron y procesaron información obtenida de diferentes fuentes, de manera que lograron obtener el mapa de distribución de isoaceleraciones para un 10% de excedencia en 50 años, lo que significa que el periodo de retorno de los sismos será en 500 años. Sin embargo; en el año 1999 el Programa de Evaluación Global del Peligro Sísmico publicó el mapa global de peligro sísmico, el cual presenta una aceleración del 10% de excedencia en 50 años con un periodo de retorno de sismos de 475 años (Kuroiwa, 2002).

En la figura 6 se observa el mapa de peligro sísmico para el departamento de Cajamarca con un periodo de retorno de 500 años. Además; en la figura 7 se presenta el mapa sísmico del Perú, en el que claramente se puede observar que nuestro territorio nacional presenta un peligro sísmico alto, siendo las regiones del centro y sur las que exponen mayor actividad sísmica y en el norte moderada; esta información es de utilidad ya que va a permitir la realización de estudios que ayuden a tener una adecuada prevención sísmica.

Figura 6.

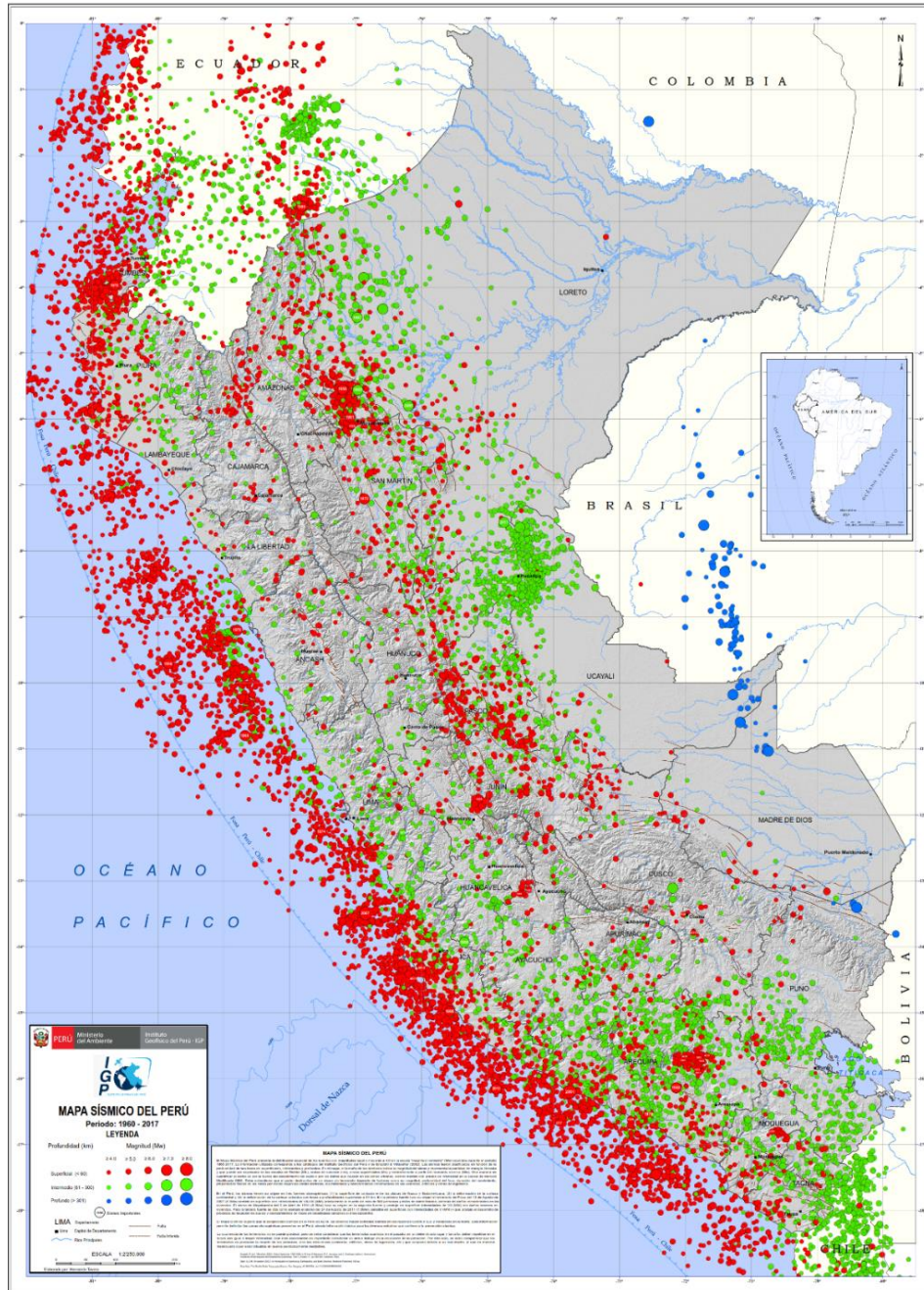
Mapa de peligro sísmico del departamento de Cajamarca.



Nota: Tomado de Evaluación del peligro sísmico probabilístico del Perú, por Hernando Tavera, 2014, https://www.researchgate.net/publication/323074415_RE-EVALUACION_DEL_PELIGRO_SISMICO_PROBABILISTICO_PARA_EL_PERU.

Figura 7.

Mapa sísmico del Perú.



Nota: Tomado de Mapa Sísmico, por IGP, 2019, <https://ultimosismo.igp.gob.pe/mapas-sismicos>.

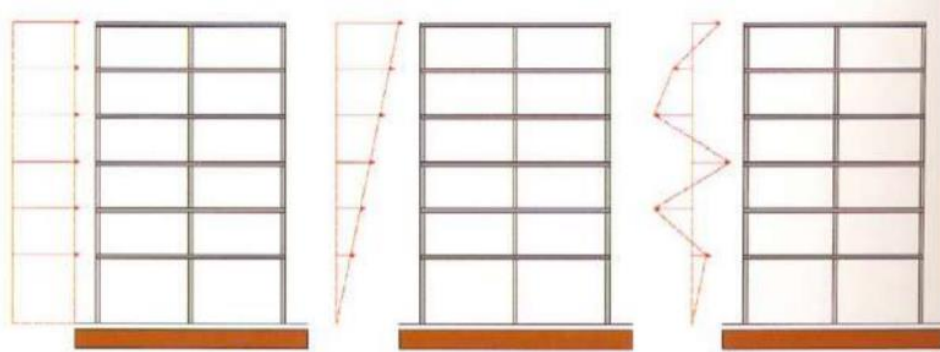
1.2.7. Análisis Estático no Lineal

El análisis estático no lineal es un método que en los últimos tiempos ha ido ganando popularidad y aceptación dentro de la comunidad ingenieril, ya que este proporciona información que no puede ser obtenida de un análisis lineal estático o un análisis lineal dinámico, debido a que este método va a permitir conocer la respuesta no lineal de una estructura.

El método de análisis estático no lineal contempla la técnica "pushover" conocida así en la bibliografía en inglés lo que significa "empujón". Se desarrolla mediante dos procesos: el primero consiste en la aplicación de cargas laterales en la misma dirección y en el centro de rigidez de una estructura (en presencia de cargas de gravedad constantes en ambas direcciones), la forma en que se distribuyen estas cargas pueden ser triangular invertida, lineales, parabólicas y constantes (se muestran algunas de estas en la figura 8), estas representan las fuerzas de inercia que genera un sismo y que no pueden ser resistidas en el rango elástico, estas cargas se incrementan hasta que la estructura colapse; este será el proceso que se utilizara en la ejecución de la presente tesis (Aguilar, 2002). El segundo es automatizado y consiste en alcanzar un desplazamiento lateral ya fijado o establecido, donde mediante el software que usemos se le indicara que incorpore dicho desplazamiento en un tiempo determinado y estime la fuerza lateral para alcanzar la deformación máxima.

Figura 8.

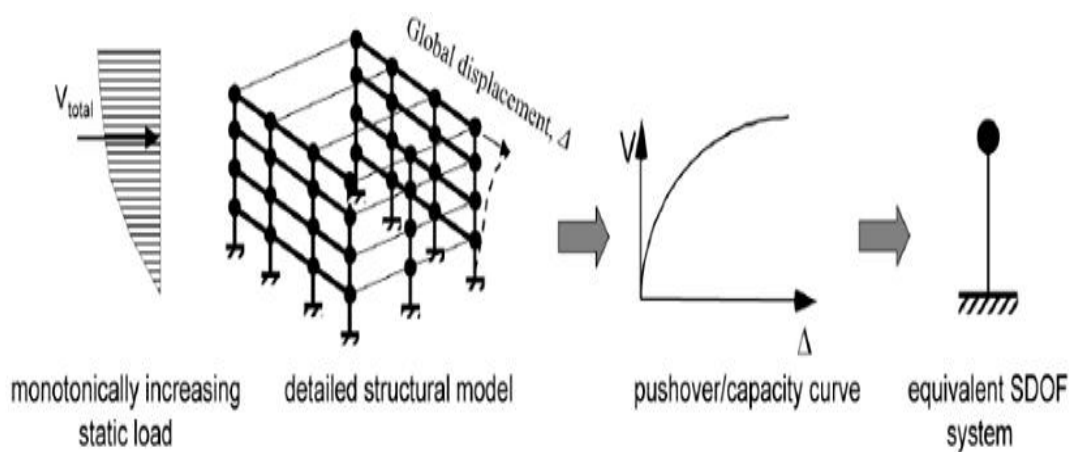
Tipos de patrones de carga aplicadas en un análisis estático no lineal.



Como resultado se obtiene la curva de capacidad resistente que representa a un sistema de múltiples grados de libertad de una estructura como un sistema de un grado de libertad y nos va a permitir visualizar la relación que existe entre la cortante en la base y el desplazamiento máximo en el último nivel de la estructura.

Figura 9.

Esquema de procedimiento para obtener la curva de capacidad.



Nota: Tomado de Determinación del desempeño sísmico para edificios en pórticos de concreto reforzado diseñados bajo la norma de diseño sismo resistente C.C.C.S.R 84 (pág.18), por (Helmer, 2017), Pontificia Universidad Javeriana.

Diferentes programas comerciales de análisis estructural son capaces de construir la curva de capacidad resistente; el procedimiento siguiente a la aplicación de las cargas laterales es reemplazar dicha curva por una curva idealizada elastoplástica conocida como bilineal como se muestra en la figura 10 o trilineal en la que se obtendrán parámetros como la rigidez y la fuerza cortante cedente necesarios para determinar la demanda de desplazamientos laterales globales, estos son asociados a los niveles de desempeño sísmico de una estructura como se muestra en la figura 11.

Figura 10.

Curva idealizada bilineal.

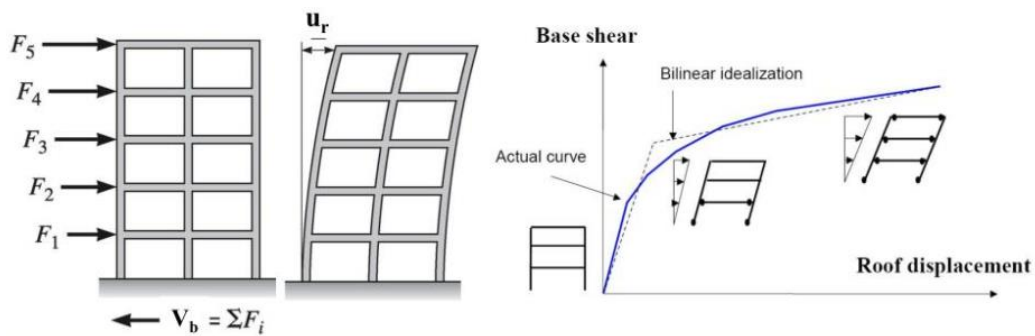
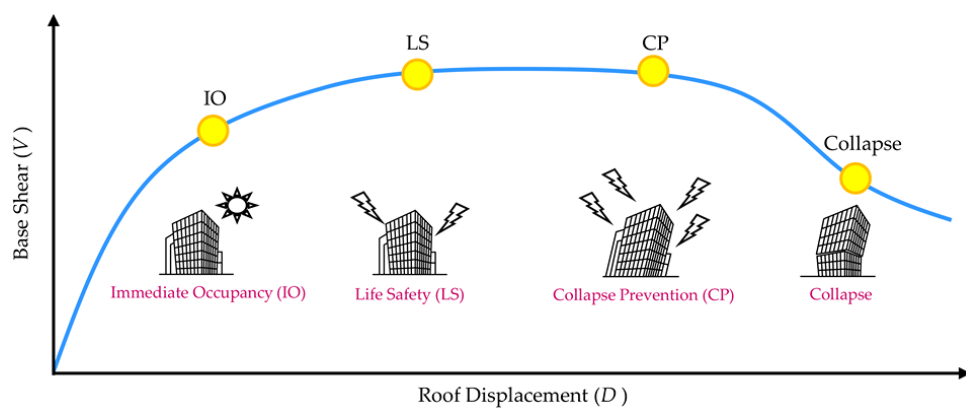


Figura 11.

Curva de capacidad mostrando los niveles de desempeño sísmico a los que son asociados.

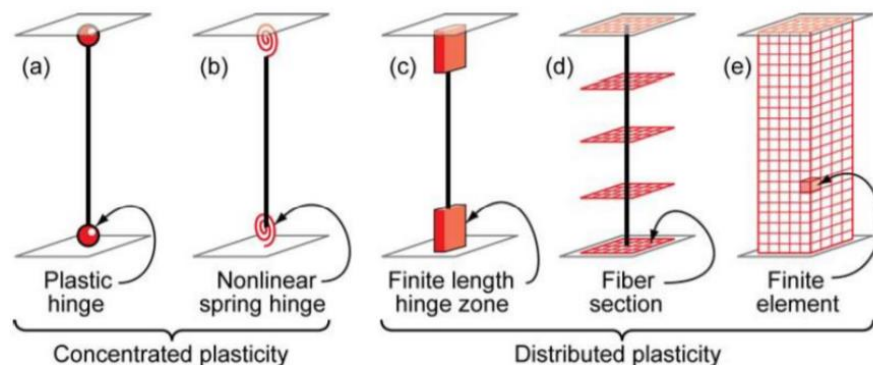


Nota: Adaptado Curva de capacidad mostrando los niveles de desempeño (pág.5-9), ATC-40, copyright ATC.

Para la construcción de la curva de capacidad resistente es necesario conocer la calidad de los materiales constructivos, el detalle de acero que tendrá cada componente estructural y también se debe conocer la geometría de la estructura. Debido a que un análisis estático no lineal considera un modelo matemático inelástico que incluirá componentes estructurales con propiedades no lineales, las cuales serán diferenciadas por como dichas propiedades estén distribuidas tanto en su longitud como en la sección transversal del componente; existen dos modelos que se usan para modelar estos componentes estructurales: los modelos de plasticidad concentrada y los modelos de plasticidad distribuida (Escalante, 2017).

Figura 12.

Enfoques para modelar elementos viga – columna.



De este modo, al realizar un análisis estático no lineal se debe tener en cuenta la capacidad, que es la característica más importante que posee una estructura dado que depende de factores como la ductilidad, rigidez y la forma geométrica que tendrán los componentes estructurales para resistir un sismo. Al mismo tiempo, se debe tener en cuenta la demanda que va a depender del conjunto de fuerza externas conocidas como sismos o aceleraciones del terreno que son dadas por un acelerograma o espectro de diseño, parámetro al que una estructura se ve expuesta durante su vida útil.

El objetivo principal de realizar un análisis estático no lineal es el de predecir la respuesta global de una estructura más allá del rango lineal elástico y al mismo tiempo; evaluar el desempeño y la capacidad real de una estructura mediante la estimación de demandas tanto como de resistencia o fuerza como de deformaciones ocasionados por sismos de diseño que se presenten (Booth, 2014).

Por último; este tipo de análisis es usado y sirve para entender de una mejor manera el concepto de columna fuerte-viga débil, para determinar cuáles serán los componentes estructurales más susceptibles para fallar primero debido a la generación de rótulas plásticas cuando alcanzan la deriva inelástica y para sugerir que sea usada como propuesta de rediseño.

1.2.8. Método de los Coeficientes de Desplazamientos

El análisis estático no lineal cuenta con procedimientos y/o metodologías simplificadas que sirven para evaluar el desplazamiento máximo y/o el punto de desempeño en el rango inelástico, a continuación, se describen dos métodos predominantes:

1.2.8.1. Método de Linealización Equivalente o Espectro de Capacidad.

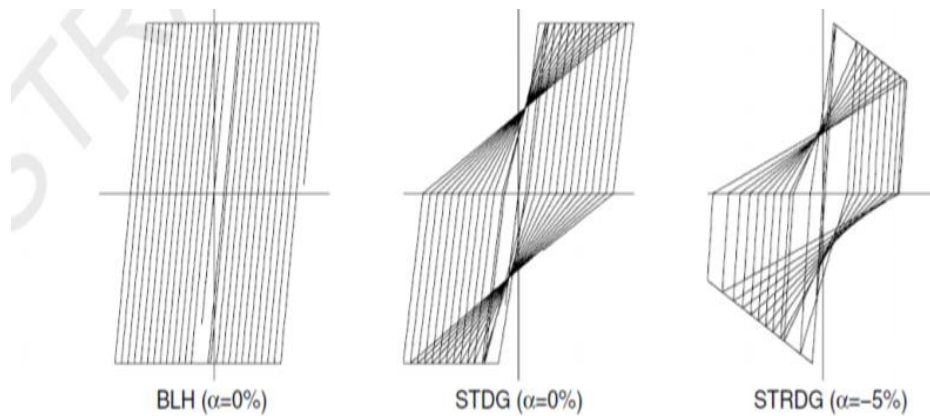
Este método se encuentra de forma detallada en Applied Technology Council (ATC-40), es un proceso iterativo que se inicia debido al incremento de cargas laterales monotónicas en un modelo que generan la curva de capacidad, la que estará dada por una serie de segmentos asociados a la cedencia, pérdida de rigidez y en general, al daño estructural.

Ambos espectros son comparados a través de un espectro de respuesta elástico que utiliza un amortiguamiento efectivo que por lo general es del 5%, sin embargo; es recomendable que los valores que tome el amortiguamiento estén en base al tipo de sistema estructural. El amortiguamiento es adaptado a un factor de reducción, los cuales se deben aplicar para cada nivel de movimiento del terreno y a su vez, el amortiguamiento depende del

comportamiento histerético de una estructura, en la figura 13 se muestra tres tipos de comportamiento.

Figura 13.

Tipos de comportamiento inelástico. Bilineal histórico (BLH), rigidez degradante (STDG) y resistencia degradante (STRDG).

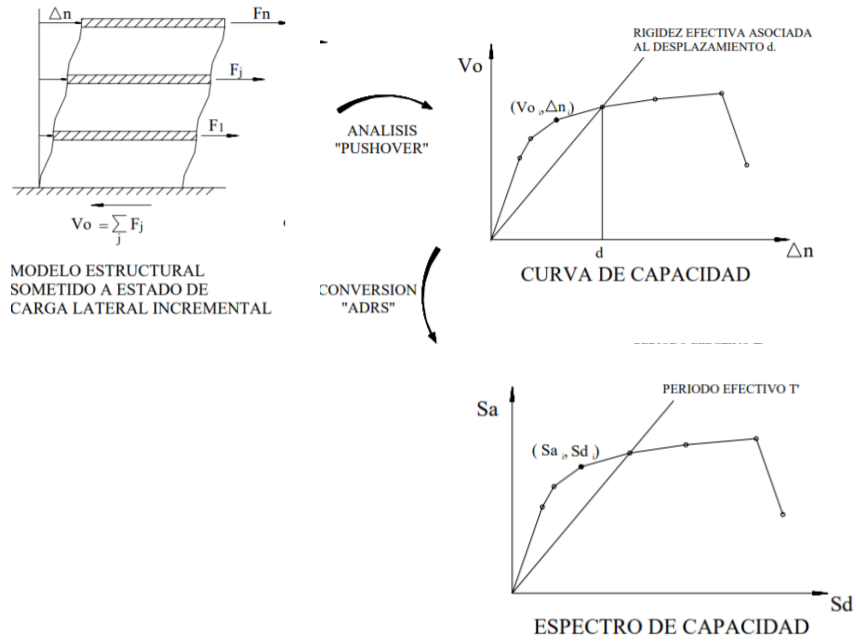


Nota: Tomado de Tipos de comportamiento inelástico. Bilineal histórico (BLH), rigidez degradante (STDG) y resistencia degradante (STRDG) FEMA 440 (pág.6-2) , por FEMA 440, Copyrigh FEMA.

Además; la curva de capacidad es transformada en términos de aceleración espectral (S_a) y desplazamiento espectral (S_d) o como se conoce en ingles Acceleration-Displacement Response Spectrum (ADRS), así lo demuestra la siguiente figura.

Figura 14.

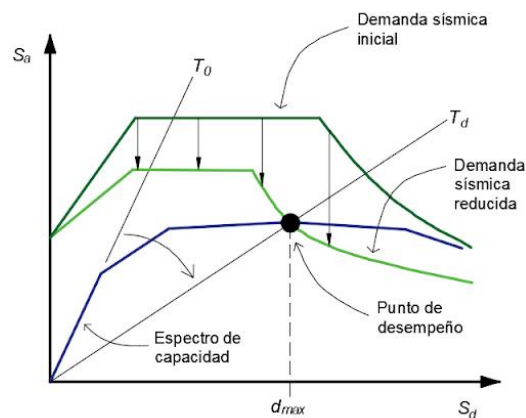
Proceso de transformación de la curva de capacidad.



Es así; como la intersección de estas dos curvas en formato ADRS, permite identificar y evaluar de manera gráfica el punto de desempeño sísmico o el desplazamiento máximo de una estructura sometida a un movimiento sísmico específico como se observa en la figura 15.

Figura 15.

Punto de desempeño sísmico.



Nota: Adaptado Punto de desempeño sísmico (pág.2-18), ATC-40, copyright ATC.

1.2.8.2. Método de los Coeficientes de Desplazamiento.

El método de los coeficientes de desplazamiento es principalmente descrito de forma detallada en el documento Federal Emergency Management Agency (FEMA 356) que se enfoca en la aplicación del diseño y evaluación por desempeño sísmico de edificaciones con el propósito de obtener el nivel de desempeño esperado de una estructura; fue mejorado porque arrojaba estimaciones distintas en la demanda de desplazamiento, estas mejoras fueron presentadas en el documento Federal Emergency Management Agency (FEMA 440) y establecidas en el ASCE41-17, este es un documento completo para la evaluación sísmica y adecuación de edificaciones existentes.

Este método será el utilizado en la evaluación del edificio único de la Universidad Alas Peruanas – Jaén y a continuación será descrito para mayor entendimiento.

El método de los coeficientes nos brinda un proceso numérico en el que coeficientes desde C0 hasta C2 serán multiplicados por la respuesta elástica de un sistema de un grado de libertad modificado, que servirá para calcular el máximo desplazamiento global esperado que se alcanzará durante un sismo de diseño; por lo que aquí el punto de desempeño es llamado también desplazamiento objetivo (δ_t), para esto es necesario seguir consideraciones establecidas en ASCE41-17 que al mismo tiempo serán usadas para un correcto análisis y modelización en un proceso de análisis estático no lineal.

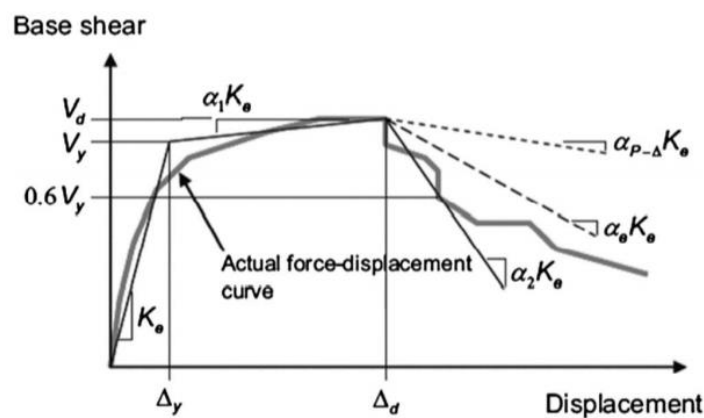
Las consideraciones que sigue esta norma incluyen: desplazamiento del nodo de control que se ubica en el centro de masa de un edificio y este debe oscilar entre el 0 y 150% del desplazamiento objetivo. También incluye la distribución de cargas laterales en ambas direcciones las mismas que serán incorporadas a un modelo matemático junto a las cargas de gravedad.

Posteriormente, se deberá idealizar la curva de fuerza-desplazamiento en un proceso gráfico iterativo en la que la relación de esta entre la cortante en la base y el desplazamiento

del nodo de control serán reemplazadas para calcular la rigidez lateral efectiva (K_e) y la resistencia efectiva a la fluencia (V_y) de una estructura como se muestra en la figura 16, la relación entre ambas será bilineal; en donde la rigidez lateral efectiva toma el cálculo de la rigidez secante a una fuerza cortante en la base igual al 60% de la resistencia a la fluencia.

Figura 16.

Curva idealizada Fuerza-Desplazamiento.



Nota: Tomado de fig. 7-3 Curva idealizada Fuerza-Desplazamiento (pág.74), ASCE 41-17, copyright ASCE.

A partir de la curva idealizada de fuerza-desplazamiento se determina un periodo efectivo (T_e), que es generado a partir de un periodo inicial (T_i), una rigidez elástica lateral (T_i) y una rigidez lateral efectiva (T_e) a través de la siguiente fórmula:

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

Además; dentro de las consideraciones que exige la norma se van a determinar las fuerzas y deformaciones, en donde el desplazamiento objetivo (δ_t) se calculara como diafragma rígido y a través del método de los coeficientes mediante la fórmula que se

presenta a continuación en cada nivel de piso o mediante otro proceso que tenga en cuenta la respuesta en el rango no lineal de una estructura.

Otra forma de cálculo para edificios con diafragmas flexibles en cada nivel de piso, el desplazamiento objetivo será calculado para cada línea del pórtico sísmico vertical, es decir; las masas deberán estar asignadas a cada línea sobre las bases de área tributaria.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

Donde:

C0: Factor de modificación que toma en cuenta la diferencia entre los desplazamientos espectrales en el tope de un sistema con múltiples grados de libertad (MDOF) y un sistema con un solo grado de libertad (SDOF).

Tabla 9.

Valores para el factor C0.

N° de pisos	Edificios de corte ^a		Otros edificios
	Patrón de carga triangular	Patrón de carga uniforme	Cualquier patrón de carga
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

Nota: Se utilizará la interpolación lineal para calcular los valores intermedios

^a Edificios en los que, para todos los pisos, la deriva de los pisos disminuye con el aumento de la altura. Tomado de tabla 7-5 Valores para el factor C0. (pág.75), ASCE 41-17, copyright ASCE.

C1: Factor de modificación que toma en cuenta la relación de los máximos desplazamientos de respuesta no lineal en el tope de la estructura y los desplazamientos calculados debido a la respuesta lineal, se calcula a través de la siguiente ecuación y no es necesario que C1 sea mayor que el valor de $T = 0,2$ s. Para periodos mayores de 1,0 s, $C_1 = 1,0$.

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{\text{strength}} - 1}{aT_e^2}$$

Donde:

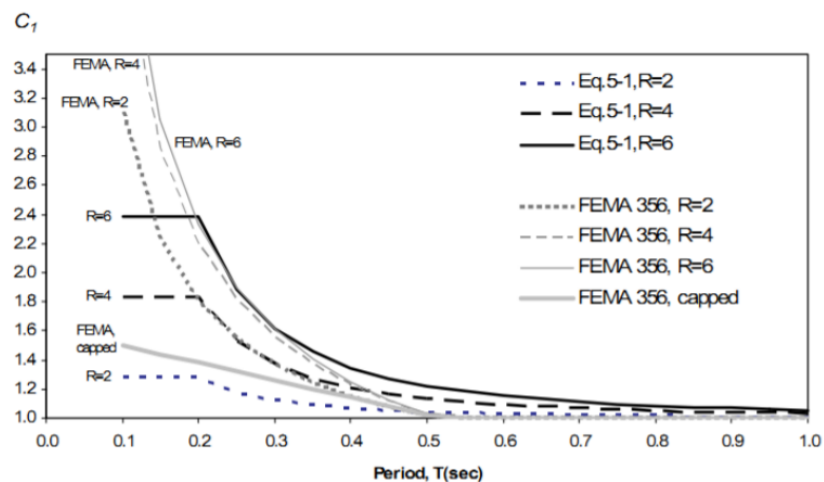
a: Factor de clase de sitio

a = 130 Clase A o B a = 90 Clase C a = 60 Clase D, E O F

Te: Período efectivo fundamental del edificio en la dirección considerada.

Figura 17.

Expresión para el coeficiente C1 (con a = 90 para una clase de sitio C) y actual expresión en el FEMA 356.



Nota: Tomado de Expresión para el coeficiente C1 (con a = 90 para una clase de sitio C) y actual expresión en el FEMA 356 (pág.5-2), por FEMA 356, Copyright FEMA.

μ_{strength} : Relación de la demanda de fuerza elástica y la fuerza de desempeño calculado mediante la ecuación siguiente. No se permitirá el uso de μ_{strength} cuando este supere μ_{max} .

Siendo:

$$\mu_{\text{max}} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} + \frac{|\alpha_e|^{-h}}{4}$$

Donde:

Δ_d = Menor desplazamientos objetivo (δ_t).

$$h = 1 + 0.15 \ln .T_e$$

Δ_y = Desplazamiento en el límite elástico efectivo.

α_e = Relación efectiva de pendiente negativa post - desempeño definida en la siguiente ecuación.

$$\alpha_e = \alpha_{P-\Delta} + \lambda(\alpha_2 - \alpha_{P-\Delta})$$

α_2 = Relación de pendiente negativa post – desempeño.

Esta relación incluye los efectos P- Δ , la degradación dentro del ciclo y la degradación cíclica.

$\alpha_{P-\Delta}$ = Relación de pendiente negativa causada por los efectos del P- Δ .

En cuanto a los efectos P- Δ son generados a partir de las cargas de gravedad y actúan a través de la deformada de un edificio. Estos efectos incrementan las derivas de pisos y al mismo tiempo el desplazamiento objetivo.

λ = Factor de efecto de campo cercano:

$$= 0.8 \text{ si } SX1 \geq 0.6 \text{ para BSE-2N.}$$

$$= 0.2 \text{ si } SX1 \leq 0.6 \text{ para BSE-2N.}$$

Entonces, se tiene:

$$\mu_{\text{strength}} = \frac{S_a}{V_y/W} \cdot C_m$$

Donde:

W: Peso sísmico efectivo.

V_y: Fuerza de desempeño del edificio en la dirección considerada.

C_m: Factor de masa efectiva de la tabla 10.

S_a: Aceleración espectral y relación de amortiguamiento del edificio en la dirección considerada.

Tabla 10.

Valores para el factor de masa efectiva.

Nº de pisos	Pórtico de concreto	Muro de corte de concreto	Muro de concreto	Pórtico de acero	Pórtico de acero con refuerzo concéntrico	Pórtico de acero con refuerzo excéntrico	Otros
1,2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 o más	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

C₂: Factor de modificación que toma en cuenta a la degradación de la rigidez y/o resistencia al someter a una estructura a cargas alternantes, para periodos mayores a 0.7 s se usa C₂=1.0. Se calcula a través de la siguiente ecuación.

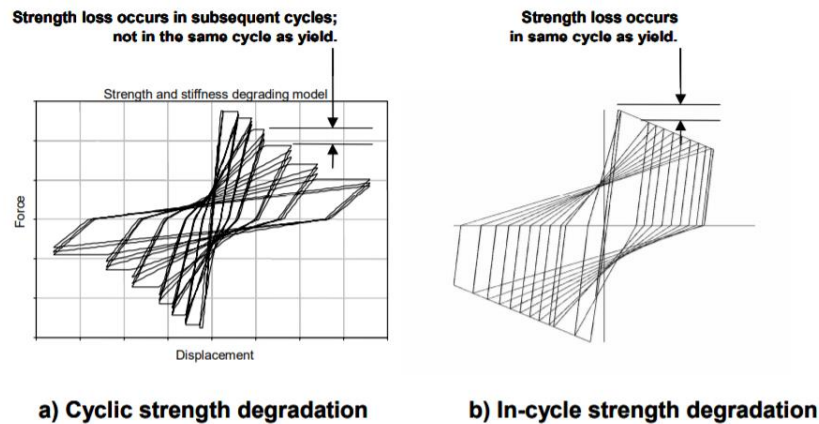
$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{\text{strength}} - 1}{T_e} \right)^2$$

Además; es preciso saber que el incremento de deformaciones por la degradación cíclica va a depender de las características del comportamiento histerético que involucra directamente al material estructural y con esto su detallado, también dependerá de las características que presente el movimiento del suelo. Dos tipos de degradación de resistencia y/o rigidez pueden afectar la respuesta de las estructuras: (a) pérdida de resistencia en ciclos

distintos; (b) pérdida de resistencia en el mismo ciclo en el que ocurre la cedencia, con rigidez post elástica negativa.

Figura 18.

Tipos de degradación de la resistencia.



Nota: Tomado de fig. 4-1 Tipos de degradación de la resistencia (pág. 4-1), por FEMA 440, copyright FEMA.

1.2.9. Criterios de Aceptación

La aceptación que tendrán las acciones de fuerza y de deformación se evalúan para cada componente estructural tanto primario como secundario, los cuales afectan la rigidez lateral de una estructura debido a que, en un edificio todos los componentes estructurales y componentes no estructurales aportan masa, rigidez, amortiguación y a la respuesta que tendrá la estructura ante un movimiento sísmico. Sin embargo, no todos estos componentes son capaces de resistir el colapso cuando la estructura es sometida a fuertes sacudidas del suelo; es por eso por lo que es necesario que sean capaces de resistir fuerzas sísmicas y deformaciones aplicables del nivel de desempeño seleccionado.

Los elementos y/o componentes primarios son aquellos que van a proporcionar la capacidad de resistir el colapso bajo fuerzas sísmicas que estarán inducidas por el movimiento del suelo en cualquier dirección y los elementos y/o componentes secundarios

son los que no van a resistir los efectos de los sismos debido a la baja rigidez lateral, la fuerza o la capacidad de deformación y a su vez experimentan mayores daños y mayores desplazamientos; por ejemplo, las divisiones interiores y el revestimiento exterior. Esta conceptualización permite diferenciar entre el desempeño requerido de los componentes que son capaces de resistir el colapso de los que no lo son, este desempeño es determinado mediante el comportamiento inelástico que experimenten en base a los criterios de aceptación ya que establecen parámetros de deformación inelástica en los componentes estructurales, es decir; se puede identificar el instante en el que se supera el nivel de desempeño de un elemento (ASCE 41, 2017).

Existen tablas en ASCE41-17 que muestra los criterios de aceptación con parámetros para el correcto modelado no lineal de componentes estructurales y valores de deformación aceptables para diferentes niveles de desempeño, ver las tablas 11 y 12.

Tabla 11.

Parámetros de modelado y criterios de aceptación numéricos para procedimientos no lineales – Vigas de Concreto Reforzado.

Condiciones	Parámetros de modelado ^a			Criterios de aceptación				
	Angulo de rotación plástica (radianes)		Ratio de fuerza residual	Angulo de rotación plástica (radianes)				
	a	b	c	Niveles de desempeño				
				IO	LS	CP		
Condicion i. Vigas controladas por la flexión ^b								
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Refuerzo transversal	$\frac{V^d}{b_w d \sqrt{f'_{cE}}}$						
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.01	0.025	0.05
≤0.0	C	≥6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥0.5	C	≥6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤0.0	NC	≤3 (0.25)	0.05	0.03	0.2	0.005	0.05	0.03
≤0.0	NC	≥6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥0.5	NC	≤3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥0.5	NC	≥6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condicion ii. Vigas controladas por corte ^b								
Espaciamiento de estribos ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Espaciamiento de estribos > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condicion iii. Vigas controladas por el desarrollo inadecuado o el empalme a lo largo del tramo ^b								
Espaciamiento de estribos ≤ d/2			0.0030	0.02	0	0.0015	0.01	0.02
Espaciamiento de estribos > d/2			0.0030	0.01	0	0.0015	0.005	0.01
Condicion iv. Vigas controlados por la incorporación inadecuada en la unión viga-columna ^b								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

Nota: Adaptado de tabla 10-7 Parámetros de modelado y criterios de aceptación numéricos para procedimientos no lineales – Vigas de Concreto Reforzado (pág.150) , ASCE 41-17, copyright ASCE.

Tabla 12.

Parámetros de modelado y criterios de aceptación numéricos para procedimientos no lineales - Columnas de Concreto Reforzado

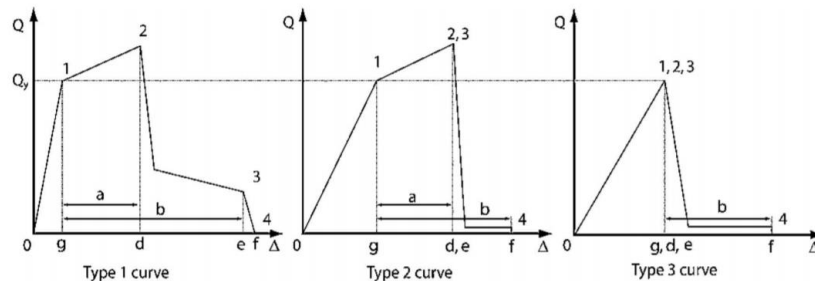
Ángulos de rotación del plástico, a y b (radianes) Relación de fuerza residual, c	Criterios de aceptación Angulo de rotación plástica (radianes) Niveles de desempeño		
	IO	LS	CP
Columnas no controladas por desarrollo inadecuado o empalme a lo largo de la altura libre ^a			
$a = \left(0.042 - 0.043 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} + 0.63 \rho_t - 0.023 \frac{V_{yE}}{V_{ColOE}} \right) \geq 0.0$	0.15 a ≤0.005	0.5 b ^b	0.7 b ^b
$\frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \leq 0.5 \left\{ b = \frac{0.5}{5 + \frac{N_{UD}}{0.8 A_g f'_{cE}} \frac{1}{\rho_t} \frac{f'_{cE}}{f_{yIE}}} - 0.01 \geq a^a \right.$			
$c = 0.24 - 0.4 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \geq 0.0$			
Columnas controladas por desarrollo inadecuado o empalmes a lo largo de la altura libre ^c			
$a = \left(\frac{1}{8} \frac{\rho_t f_{yIE}}{\rho_l f_{yIE}} \right) \geq 0.0$	0.0	0.5 b	0.7 b
$b = \left(0.012 - 0.085 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} + 12 \rho_t \right) \geq 0.0$			
$c = 0.15 + 36 \rho_t \leq 0.4$			

Nota: Adaptado de tabla 10-8 Parámetros de modelado y criterios de aceptación numéricos para procedimientos no lineales - Columnas de Concreto Reforzado (pág.151), por ASCE 41-17, copyright ASCE.

Así mismo; las acciones de fuerza y deformación son clasificadas: para la fuerza como no dúctil y para la deformación como dúctil, utilizando el componente de fuerza versus la curva de deformación como se muestran en la figura 19.

Figura 19.

Componente fuerza versus curva de deformación.



Nota: Adaptado de fig.7-4 Componente fuerza versus curva de deformación.

(pág.77), por ASCE 41-17, copyrigh ASCE.

La curva tipo 1 que muestra la figura 19 es de comportamiento dúctil, donde la pendiente del 0 al 1 en la curva presentan un rango elástico seguido de un rango plástico en los puntos del 1 al 3 esto incluye un endurecimiento por tensión en los puntos 1 al 2 y un rango de fuerza degradada en los puntos del 2 al 3. En el punto 3 se observa la pérdida de capacidad de resistencia a la fuerza sísmica y, por último, en el punto 4 se aprecia pérdida de capacidad de resistencia a la carga gravitacional. Las acciones de los componentes primarios se clasificarán como deformación controlada si $d \geq 2g$; de lo contrario, se clasificarán como de fuerza controlada.

La curva tipo 2 es de comportamiento dúctil, donde de los puntos del 0 al 1 de la curva se genera un rango elástico y de los puntos del 1 al 3 un rango plástico, seguido de un de una pérdida sustancial de resistencia a la fuerza sísmica capacidad en el punto 3 y pérdida de la capacidad de resistencia a la carga de gravedad en el punto 4. Aquí las acciones de los componentes primarios se clasificarán como deformación controlada si $e \geq 2g$; de lo contrario, se clasificarán como de fuerza controlada; y las acciones de los componentes

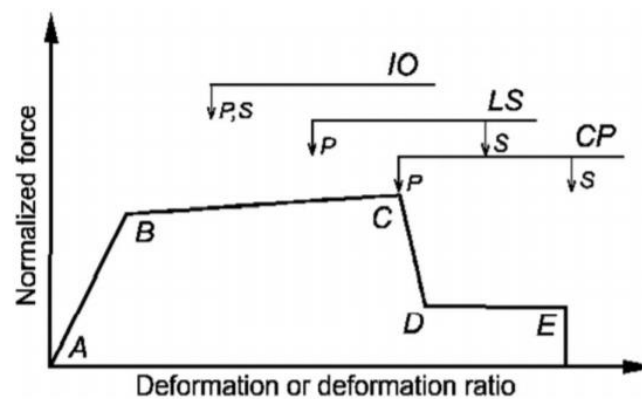
secundarios se clasificarán como deformación controlada si $f \geq 2g$; de lo contrario, serán clasificado como de fuerza controlada.

La curva tipo 3 es de comportamiento frágil o no dúctil, donde el rango elástico les corresponde a los puntos del 0 al 1 de la curva seguido de pérdida de capacidad de resistencia sísmica en el punto 3 y la pérdida de resistencia a la carga de gravedad en el punto 4. Las acciones de los componentes primarios que experimenten este comportamiento serán clasificadas como fuerza controlada y las acciones de los componentes secundarios se clasificarán como deformación controlada si $f \geq 2g$; de lo contrario, se clasificarán como de fuerza controlada (ASCE 41, 2017).

Existen parámetros de modelado y criterios de aceptación alternativos basados en datos experimentales. En la figura 20 se observan los criterios de aceptación, que servirán también para determinar en qué nivel de desempeño en que se encuentra el elemento (viga, columna...) en función de su grado de deformación. Los diferentes grados son: Ocupación inmediata (IO), Seguridad de Vida (LS) y Prevención por Colapso (CP).

Figura 20.

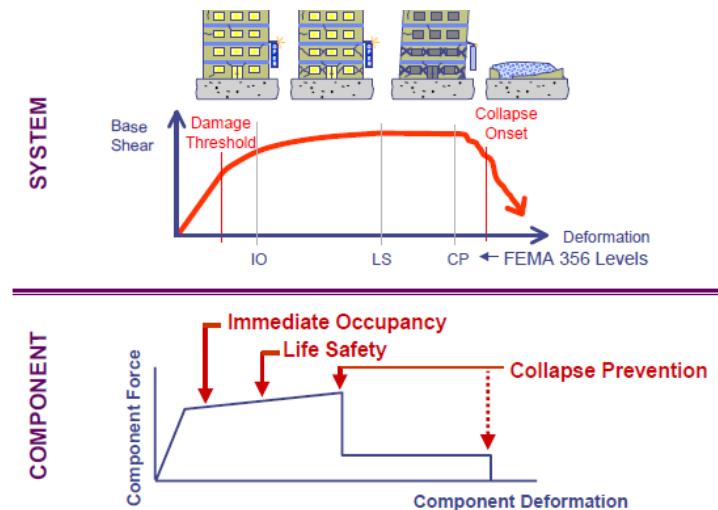
Ilustración de criterios de aceptación.



Nota: Adaptado de fig.7-7 Ilustración de criterios de aceptación (pág.81), por ASCE 41-17, copyright ASCE.

Figura 21.

Criterios de aceptación tanto en un sistema como en los componentes estructurales.



1.3. Definición de Términos Básicos

Se conceptualizaron algunos términos básicos propios de la tesis basada en la evaluación del desempeño sísmico, para una mayor comprensión del trabajo, tenemos:

Ductilidad: “es la capacidad que tiene un material de deformarse plásticamente sin romperse” (Bozzo & Alex, 2000, pág. 104).

Amortiguamiento: “es la capacidad de una estructura de perder energía durante un movimiento, lo cual incide efectivamente en reducir la respuesta debida a una excitación sísmica” (Fratelli, 1998, pág. 165).

Rotulas Plásticas: “es un dispositivo de amortiguación de energía, que permite la rotación de la deformación plástica de la conexión de una columna o viga de manera rígida” (ARQHYS, 2019).

Evaluación de desempeño sísmico: es posible mediante la estimación del nivel de daño estructural y no estructural que estos exhiben después de la excitación sísmica. Una manera de evaluar el daño es por medio del daño, que es resultado de evaluar una expresión

matemática que relaciona la respuesta de la estructura durante un sismo y el nivel de degradación que esta presenta post sismo. (Gilmore, 2000, pág. 571)

Rigidez: “se define como la fuerza que debe aplicarse al sistema para obtener una deformación unitaria en la misma dirección y sentido de la carga” (Rondón, 2004, pág. 278).

Sismos: son movimientos vibratorios que se producen de forma repentina en una zona de la superficie terrestre por efecto de fracturas bruscas en el lecho rocoso. Se le denomina temblor cuando causa daño y terremoto cuando la sacudida es violenta, destructiva y causa daños. (Tapia, 2013)

Curva de capacidad: “para obtener la curva de capacidad, la estructura es sometida a cargas laterales aplicadas en forma creciente, las cuales representan las fuerzas inerciales que se inducen en el edificio durante un sismo” (López, 2014, pág.109).

Espectro de diseño inelástico: Se construye con factores de ductilidad especificados. Esto se logra al construir un espectro de respuesta con ductilidad constante para posibles movimientos del terreno en el sitio. (Chopra, 2014, pág. 289)

Capítulo II: Hipótesis y Variables

2.1 Hipótesis Principal

El edificio único de la Universidad Alas Peruanas - Jaén cumple con el nivel de desempeño sísmico.

2.2 Variables y Definición Operacional

2.2.1 Variables.

Se distinguen dos tipos de variables:

Variable Dependiente:

Estructura del edificio único.

Variable Independiente:

Evaluación del desempeño sísmico

2.2.2 Definición operacional

En la siguiente tabla se observa la definición operacional de variables consideradas en el desarrollo de la presente investigación

Tabla 13.*Definición operacional de la investigación*

<i>Tipo de Variable</i>	<i>Descripción de Variable</i>	<i>Dimensiones</i>	<i>Indicadores</i>	<i>Técnicas</i>	<i>Instrumentos</i>	
Variable Dependiente	Estructura del edificio	Componentes estructurales y no estructurales	-Concreto armado. -Albañilería -Madera -Vidrio -Diseño sismorresistente -Cargas -Suelo y cimentaciones -Otros	-Revisión planos estructurales. -Verificación de campo. -Evaluación de materiales estructurales. -Evaluación del riesgo geológico.	Reglamento Nacional de Edificaciones vigente	
		Análisis estructural	Análisis estático no lineal PUSHOVER	Modelado, análisis y diseño de la estructura	Software Etabs v18.0 o superior	
		Niveles de desempeño	Componentes Estructural	-Ocupación inmediata. -Control de daño. -Seguridad de vida.		
			Componentes Estructural	-Seguridad limitada. -Prevención de colapso. -Operacional. -Retención de posición. -Seguridad de vida. -Reducción de peligro.	Metodología propuesta por la norma ASCE 41-2017.	Software Etabs v18.0 o superior
Variable Independiente	Evaluación del desempeño sísmico	Componentes no estructurales				
		Movimiento sísmico	Intensidad de sismo	Metodología propuesta por la norma ASCE 41-2017.	Software Etabs v18.0 o superior	
		Objetivo de desempeño	-Básico -Mejorado -Limitado	Metodología propuesta por la norma ASCE 41-2017.	Software Etabs v18.0 o superior	

Capítulo III: Metodología de la Investigación

3.1 Diseño Metodológico

Para obtener la información técnica como planos estructurales, especificaciones técnicas entre otros, se realizó gestiones ante la Universidad Alas Peruanas – Jaén y la sede central en Lima, así como también en la municipalidad de Jaén (licencia de obra), De limitarse el acceso a la información, se procederá asumir, realizando las medidas insitu de los elementos estructurales tal cual está construido, el análisis y diseño del edificio será través de un análisis lineal: estático y dinámico según el Reglamento Nacional de Edificaciones, utilizando el software ETABS versión 18.1 o superior.

Se procedió al llenado de las listas de verificación y otros insitu las cuales son: hoja de resumen de datos del edificio, lista de verificación básica para ocupación inmediata, lista de verificación estructural para ocupación inmediata para edificios tipo C-1: pórticos de concreto resistente a momento, lista de verificación no estructural para la retención de la posición y otros que hubiesen; esto en marco de la metodología propuesta en el estándar ASCE 41-17, también tenemos la ficha de características de la estructura de elaboración propia; todo esto se realizó para obtener los criterios de evaluación.

Con la información requerida del edificio y esta es suficiente, se realizó el modelado de la estructura, utilizando el software ETABS versión 18.1 o superior.

Obtenido el modelado, se analizó e interpreto los resultados del modelamiento a través del análisis estático no lineal - PUSHOVER y se procedió a evaluar el nivel de desempeño del edificio, de acuerdo a los criterios de aceptación indicados en la norma ASCE 41-17.

3.1.1 Tipo de Investigación.

“La investigación se basará en un enfoque cuantitativo; con un diseño metodológico no experimental - transversal; debido a que se analizaron variables, se evaluó eventos o fenómenos y se determinó la relación entre variables en un mismo momento” (Sampieri, 2014).

También (Bravo, 2001) “clasifica el tipo de investigación por su finalidad en aplicada, ya que busca mejorar la sociedad y resolver sus problemas” (pág. 32).

Según (Sampieri, 2014, págs. 90-98) indica que tenemos los siguientes tipos de investigación en el proyecto:

Exploratorio. - Se analizo la problemática de los daños estructurales en la edificación ante eventos sísmicos de diferente magnitud.

Descriptiva. - Se analizo el desempeño sísmico de la estructura y se interpretó de resultados.

Correlacional. - Se relacionaron los conceptos y las variables de la estructura del edificio y el desempeño sísmico, al analizar los datos obtenidos.

3.2 Diseño Muestral

3.2.1 Población.

Para la presente investigación la población está compuesta por el edificio único de la Universidad Alas Peruanas - Jaén.

3.2.2 Muestra.

La propiedad de la muestra es una edificación de 4 niveles, con un sistema estructural conformado de concreto armado y albañilería; dicha estructura está clasificada en la categoría de edificaciones esenciales A2, destinado a brindar servicios de educación superior universitaria, ubicado en el distrito y provincia de Jaén, departamento de Cajamarca.

El tamaño de muestra para analizar es proporcionado, puesto que al realizar otros análisis en otras edificaciones ampliaría el tiempo de investigación al conseguir resultados innecesarios. Por lo tanto, el tipo de muestra es probabilística, porque se obtiene definiendo las características de la población y a su vez el tamaño de la muestra.

3.3 Técnicas de recolección de datos

3.3.1 Técnicas Para la Obtención de la Información.

Dentro de las técnicas para el desarrollo del presente trabajo de investigación tenemos:

Mediante la revisión bibliográfica.

Mediante el análisis documental de la muestra.

Mediante la observación.

Mediante la verificación.

3.3.2 Instrumentos o Métodos Para la Obtención de la Información.

Los métodos para el acopio de la información se realizaron mediante las técnicas descritas:

Recopilación de información relacionada a la evaluación del desempeño sísmico.

Recopilación de conocimientos de ingenieros estructurales y otros.

Recopilación de datos representativos para elaborar el modelo de la muestra.

Obtención de vistas fotográficas de la estructura.

Hoja de resumen de datos propuestas en la metodología. (ASCE 41-17, pág.383).

Listas de verificación de evaluación propuesta en la metodología. (ASCE 41-17, págs.269, 297,319).

Entonces; el recurso utilizado para el registro de todos los datos descritos fue a través del software Etabs v.18.1 o superior (Computers structures Inc, 2016, págs. 425-444) que contemplo el análisis estático no lineal – pushover y los procedimientos para obtener los resultados se aplicó el uso de normas nacionales e internacionales; por lo que tiene VALIDEZ para la evaluación del desempeño sísmico; es CONFIABLE para los resultados de desplazamientos y nivel de desempeño de la estructura; y es OBJETIVO para la interpretación de los resultados de la presente investigación.

3.4 Técnicas Estadísticas Para el Procesamiento de la Información

Se uso la estadística descriptiva para el cálculo de algunos estadísticos de importancia como la media, además se elaborarán tablas y gráficos estadísticos para representar e interpretar mejor los resultados.

3.5 Aspectos Éticos

Respeto a la autoría de la investigación. Respeto a las normas nacionales e internacionales. Respeto a la institucionalidad del país. Respeto a la propiedad privada e intelectual. Respeto a las costumbres y tradiciones. Respeto al medio ambiente. Respeto al bienestar social.

Capítulo IV: Resultados

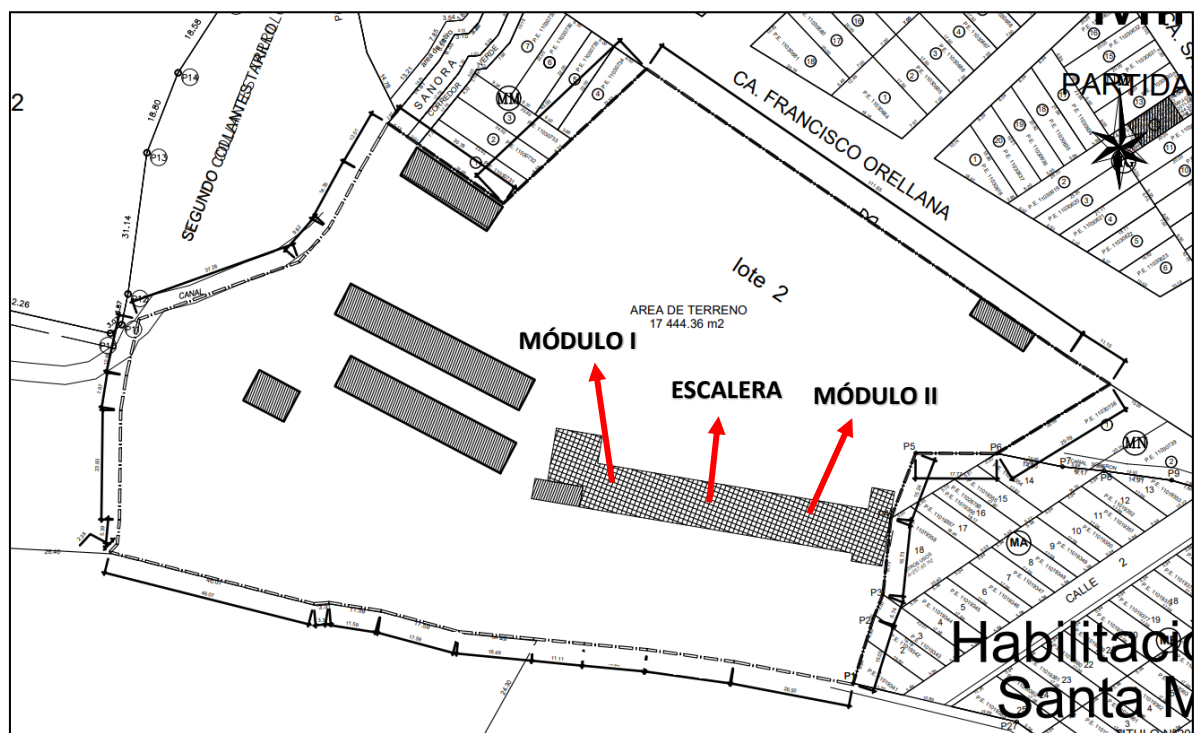
4.1 Condiciones del Edificio y Consideraciones de Sitio

El terreno de la Universidad Alas Peruanas se encuentra ubicado entre las calles Jorge Chávez y Francisco Orellana N°801 sub-Lote N°2 en el Sector Nuevo Horizonte en la ciudad de Jaén.

Además; el edificio único de la Universidad Alas Peruanas está ubicado en la parte intermedia hacia la izquierda frente a la calle Francisco Orellana como se muestra en la figura 21, cuyas coordenadas geográficas pertenecen a la latitud sur $5^{\circ}43'23.99''$ y a la latitud oeste $78^{\circ}48'16.30''$. Se ubica geográficamente en el departamento de Cajamarca, provincia de Jaén, distrito de Jaén; así se observa en la figura 22.

Figura 23.

Ubicación del edificio único de la Universidad Alas Peruanas – Jaén.



La estructura en mención se construyó en el año 2008 a través de un contrato entre la Universidad Alas Peruanas y varios contratistas, con la finalidad de atender la necesidad de contar con una infraestructura que mejore la calidad y accesibilidad de los servicios educativos a nivel universitario en la provincia de Jaén.

El edificio único está constituido por dos módulos (módulo I y módulo II) y una escalera, de cuatro niveles cada uno, los mismos que presentan un área de 284.89 m², 270.86 m² y 31.11 m² respectivamente. En el caso de los módulos I y II estos presentan irregularidad de esquinas entrantes a simple vista como, el módulo I presenta dicha irregularidad en la parte frontal o fachada y en la parte posterior y el módulo II solo presenta esta irregularidad en la parte posterior, más adelante se comprobará esto de acuerdo con las características que presenta la norma para cada irregularidad.

El sistema estructural que presenta esta edificación es de albañilería confinada en dirección Y, y pórticos de concreto armado en dirección X tal como lo muestran los planos. Los entresijos están constituidos por losas aligeradas armadas en una dirección y la conexión entre los dos módulos esta dada por una escalera de concreto armado totalmente independiente o aislada.

Para llevar a cabo la evaluación de desempeño sísmico de la estructura en mención, la Universidad Alas Peruanas sede central en Lima, proporcionó los planos de arquitectura y planos de estructuras con los cuales se llevó a cabo el proyecto; en la sede de Jaén previas coordinaciones se autorizó el ingreso al edificio para respectivos trabajos de campo.

4.2 Descripción del Sistema Estructural

Cimentación: de acuerdo con los planos estructurales proporcionados y las especificaciones técnicas dentro de ellos, la cimentación de la estructura está compuesta tanto para el módulo I como para el módulo II de zapatas aisladas y zapatas combinadas rectangulares de concreto armado con una resistencia a la compresión de $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$, para ello se usó cemento Portland tipo I y un esfuerzo de fluencia para el acero de refuerzo de $f'y=4200 \text{ kg/cm}^2$ de diferentes dimensiones y alturas, las cuales se observan en las tablas 23 y tabla 24. También cuenta con cimientos corridos de $0.50 \text{ m} \times 0.60 \text{ m}$ y sobrecimientos de $0.15 \text{ m} \times 0.55 \text{ m}$ y de $0.25 \text{ m} \times 0.55 \text{ m}$ de concreto ciclópeo, los cuales de acuerdo con las especificaciones técnicas presentes en los planos presentó una dosificación de cemento/hormigón $1:10 + 30\% \text{ PG}$ para cimientos corridos y una dosificación de cemento/hormigón $1:8 + 25\% \text{ PM}$ para sobrecimientos.

Además; cabe resaltar que el nivel de cimentación típica es de -1.50 m respecto a la información de los planos.

Tabla 14.

Dimensiones de zapatas aisladas y combinadas del módulo I.

Símbolo o designación	Cantidad	Largo (m)	Ancho (m)	Altura (m)	Tipo
ZA1	1	2.50	2.50	0.80	Zapata aislada
ZA2	6	2.50	2.50	0.55	Zapata aislada
ZA3	1	3.50	3.50	0.80	Zapata aislada
ZA4	1	1.90	1.90	0.75	Zapata aislada
ZA5	1	2.50	2.50	0.65	Zapata aislada
ZA6	2	3.20	3.20	0.70	Zapata aislada
ZA7	1	4.55	3.00	0.65	Zapata aislada
ZA7	2	3.00	3.00	0.65	Zapata combinada
ZC1	1	5.00	2.10	0.75	Zapata combinada
ZC2	1	5.80	2.70	0.60	Zapata combinada

Tabla 15.*Dimensiones de zapatas aisladas y combinadas del módulo II.*

Símbolo o designación	Cantidad	Largo (m)	Ancho (m)	Altura (m)	Tipo
ZA1	1	3.20	3.20	0.90	Zapata aislada
ZA2	1	3.20	3.20	0.70	Zapata aislada
ZA3	1	3.20	3.20	0.80	Zapata aislada
ZA4	1	3.40	3.40	0.80	Zapata aislada
ZA5	1	2.70	2.70	0.90	Zapata aislada
ZA6	1	3.60	2.40	0.75	Zapata combinada
ZA7	1	2.40	2.40	0.80	Zapata aislada
ZA8	3	2.30	2.30	0.70	Zapata aislada
ZC1	1	5.60	2.00	1.00	Zapata combinada
ZC2	1	6.05	3.00	1.00	Zapata combinada
ZC3	1	5.74	2.40	1.00	Zapata combinada
ZC4	1	5.54	2.20	1.00	Zapata combinada
ZC5	1	6.05	2.70	1.00	Zapata combinada

Columnas: de acuerdo con los planos estructurales proporcionados, todas las columnas existentes son de concreto armado con una resistencia a la compresión de $f^c=210\text{kg/cm}^2$, para ello se usó cemento Portland tipo I y un esfuerzo de fluencia para el acero de refuerzo de $f^y=4200\text{ kg/cm}^2$. También presentan dimensiones de 0.40 m x 0.40 m, las mismas que son continuas hasta el último nivel. Así mismo, estas forman parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas conocido como pórticos de concreto armado.

Además; se asumió que la distribución de estribos en dichas columnas está dispuesta de manera correcta y de acuerdo con la norma técnica E.060 de Concreto Armado de la época y/o año en el que fue diseñada la estructura ya que no se cuenta con más información en los planos estructurales, estos no serán necesarios para el análisis.





Vigas: de acuerdo con los planos estructurales proporcionados, todas las vigas existentes son de concreto armado con una resistencia a la compresión de $f^c=210\text{kg/cm}^2$, para ello se usó cemento Portland tipo I y un esfuerzo de fluencia para el acero de refuerzo de $f^y=4200\text{ kg/cm}^2$ de dimensiones variables, tal como se observa en la tabla 16.

Al igual que las columnas, dichas vigas forman parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas conocido como pórticos de concreto armado.

En este caso los planos estructurales presentan información sobre la distribución de estribos, los mismos que estarán dispuestos de manera correcta y de acuerdo con la norma técnica E.060 de Concreto Armado de la época y/o año en el que fue diseñada la estructura, no serán utilizados para el análisis.

Tabla 16.

Dimensiones de vigas existentes en la estructura.

Viga	Dimensiones	
	Ancho (m)	Altura (m)
	0.15	0.50
	0.25	0.50
	0.30	0.50
	(35x20 + 25x50)	

Muros: de acuerdo con los planos arquitectónicos proporcionados, se puede observar muros portantes o estructurales continuos hasta el último nivel en dirección Y, también se aprecia muros no estructurales los cuales no se encuentran debidamente aislados de las columnas principales. Gracias a las especificaciones técnicas en los planos estructurales se pudo conocer el tipo de unidades de albañilería que fueron usados durante la construcción, siendo estos, ladrillos de arcilla 18 huecos King Kong de tipo IV con una resistencia característica a compresión axial de la albañilería $f'_m=65\text{kg/cm}^2$.

Además; de acuerdo con las especificaciones técnicas se sabe que para el análisis y diseño se dispuso de la norma técnica E.070 de albañilería de la época y/o año en el que fue diseñada la estructura.

Escalera: no se encontró información necesaria en los planos estructurales, sin embargo; dentro de las especificaciones técnicas encontramos la resistencia a la compresión que se utilizó, siendo este $f'c=210\text{kg/cm}^2$ y, en los planos arquitectónicos se encontraron medidas y otros datos que nos fueron de ayuda para modelar la escalera y realizar un análisis que sirvió para conocer el desempeño que tiene la escalera aislada de toda la estructura.

Techos: está conformado por una losa aligerada de concreto armado en una dirección con una resistencia a la compresión de $f'c=210\text{kg/cm}^2$; para ello se usó cemento Portland tipo I y, ladrillos huecos de arcilla de medidas 15x30x30cm.

Propiedades geotécnicas: según el estudio de mecánica de suelos de acuerdo con las especificaciones técnicas del plano de estructuras, el edificio de la Universidad Alas Peruanas – Jaén se apoya en un estrato que se caracteriza por presentar suelo de arenas limosas de baja plasticidad (SM), limos orgánicos de alta plasticidad (MH) arcillas inorgánicas de elevada plasticidad (SC), limos y arenas muy finos de baja plasticidad (ML) y por último, arcillas limosas de mediana y baja plasticidad (ML-CL). Es decir; nos encontramos en la presencia de suelos altamente expansivos, con probabilidad de licuación de suelos, depresión topográfica e inundaciones por lluvias.

También, gracias a los estudios de mecánica de suelos realizados se ha podido conocer la resistencia del suelo que es de 0.86kg/cm^2 y presenta un asentamiento diferencial de 1.36 cm.

4.2.1 Propiedades de los Componentes Estructurales

El detallado del refuerzo longitudinal y las secciones de cada componente estructural tanto de vigas como de columnas fueron definidos de acuerdo con los planos estructurales proporcionados.

Propiedades mecánicas del acero El acero de refuerzo utilizado en los componentes estructurales existentes es el acero corrugado Grado 60, especificado en la norma ASTM A615 (American Society for Testing Materials) y la Norma Técnica Peruana NTP 341.031. Algunas de las propiedades mecánicas que presenta este tipo de acero acuerdo con el fabricante Aceros Arequipa son:

Límite de Fluencia (f_y) = 4,280 kg/cm² mínimo.

Resistencia a la Tracción (R) = 6,320 kg/cm² mínimo.

Resistencia a la Tracción (R) = 6,320 kg/cm² mínimo.

Las características que tenga el concreto va a depender de la resistencia a la compresión (f_c) que este posea. De acuerdo con los planos estructurales la resistencia de diseño es de 210 kg/cm² o 20.6 MPa, por lo que será utilizada para la evaluación del edificio.

El módulo de elasticidad del concreto fue calculado mediante la ecuación que se presenta en la Norma Técnica E. 060 de concreto armado de la norma peruana, obteniendo así:

$$E_c = w_c \cdot 0,043 \sqrt{f_c} \text{ (en MPa)}$$

El valor de w_c está comprendido entre 1450 y 2500 kg/m³; el peso unitario del concreto armado comprende 2400 kg/m³, por lo tanto:

$$E_c = 22.95 \text{ Mpa}$$

Peso unitario, según la Norma Técnica E.020 de cargas el peso unitario del concreto armado es 2400 kg/m³.

Albañilería, se usó unidades de albañilería King Kong de 18 huecos tipo IV con medidas de 9x13x24 cm, siendo clasificado en base a la Norma Técnica E.070 de albañilería como se aprecia en la tabla 17.

Tabla 17.

Resistencias características de la albañilería.

RESISTENCIAS CARACTERÍSTICAS DE LA ALBAÑILERÍA (kg/cm ²)				
Materia prima	Denominación	UNIDAD	PILAS	MURETES
		f'b	f'm	v'm
	King Kong Artesanal	55	35	5.1
Arcilla	King Kong Industrial	145	65	8.1
	Rejilla Industrial	215	85	9.2

Resistencia característica a compresión axial de la albañilería, tenemos:

$$f'm = 65 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia característica al corte de la albañilería, tenemos:

$$v'm = 8.1 \text{ kg/cm}^2$$

4.3 Revisión del Análisis Sismorresistente del Edificio Único de la Universidad Alas Peruanas – Jaén

Se realizó una revisión del análisis sísmico estático y del análisis dinámico para el módulo I, módulo II y la escalera con la Norma Técnica E.030 de diseño sismorresistente del año 2006 debido a que no se entregó dichos análisis; con la finalidad de conocer las posibles irregularidades existentes tanto en altura como en planta, los desplazamientos laterales permisibles y en general; conocer el estado estructural de la edificación cuando fue puesta en funcionamiento. Todo esto se realizará con ayuda del programa Etabs v.18.

4.3.1 Parámetros sísmicos para el módulo I, módulo II y escalera

a. Factor de zona (Z)

Para este parámetro es necesario saber que el edificio en análisis se encuentra ubicado en la ciudad de Jaén, departamento de Cajamarca; por lo que de acuerdo con el mapa de zonificación sísmica se tiene:

Zona sísmica: 3

Factor de zona: 0.4

b. Factor de suelo (S)

Las especificaciones técnicas de los planos estructurales nos permitieron conocer, en base a los estudios geotécnicos el tipo de suelo, clasificándose en:

Perfil de suelo: S3

Factor de amplificación de suelo (S): 1.4

Periodo en función del tipo de suelo (T_p): 0.9

c. Factor de uso e importancia (U)

Este factor es dado de acuerdo con la función que va a desempeñar una estructura, por ejemplo; el edificio de la Universidad Alas Peruanas – Jaén está clasificada en la categoría esencial con un factor de importancia $U = 1.5$, debido a que es una edificación dedicada a impartir enseñanzas a nivel superior la cual deberá servir de refugio después de un sismo raro.

d. Factor de amplificación sísmica (C)

Es dado en relación con las características de sitio y cumple con la siguiente expresión:

$$C = 2.5. (T_p / T); C \leq 2.5$$

e. Coeficiente de reducción sísmica (R)

Este coeficiente depende del sistema estructural al que pertenezca la edificación. En este caso se clasificó la edificación como un sistema estructural de pórticos de concreto armado porque en los planos estructurales de cimentación no se encuentran definidos los muros de albañilería y tampoco se encontró más detalles de estos; en las especificaciones técnicas se considera el material de albañilería, pero se entiende que fueron usados para la colocación de muros no portantes. Así mismo; para que pueda ser considerado un sistema estructural de albañilería se necesita de muros continuos en la dirección X e Y.

La tabla 18 muestra a continuación de forma resumida los parámetros sísmicos que fueron antes descritos, estos serán los mismos para el módulo I, módulo II y escalera.

Tabla 18.

Parámetros sísmicos de la edificación.

Parámetros sísmicos	
Perfil de Suelo =	S3
Zona Sísmica =	Z3
Categoría =	A
C =	2.5
Z =	0.4
T _p =	0.9
Factor de suelo "S" =	1.4
Factor de Uso "U" =	1.5
R _x =	8
R _y =	8

4.3.2 Verificación del Análisis Sísmico Para el Módulo I

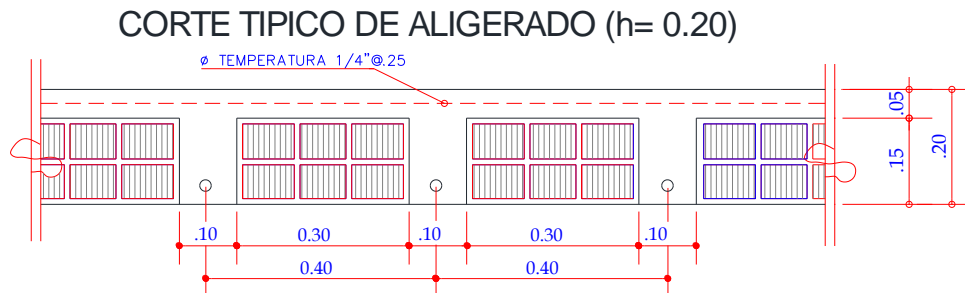
3.3.2.1 Metrado de Cargas.

Se realizó el metrado de cargas y los valores obtenidos fueron ingresados al software Etabs v18.

Losa aligerada

Figura 23.

Detalle típico de losa aligerada de acuerdo con los planos estructurales.



De acuerdo con la Norma técnica E.020 de cargas, para un espesor de $h=0.20\text{m}$, tenemos un peso propio de 300 kg/m^2 .

Carga muerta:

Calculamos el volumen de concreto en 1m^2 de losa aligerada:

$$V_c = (1 \times 0.05 + 3 \times 0.10 \times 0.15) \times 1\text{m}$$

$$V_c = 0.095\text{ m}^3$$

Peso de ladrillos = $P_t - P_c$, donde:

$$P_c = \gamma_m \times V_c$$

$$P_c = 2400\text{ kg/m}^3 \times 0.095\text{ m}^3$$

$$P_c = 228\text{ kg/m}^2$$

$$P_L = 300\text{kg/m}^2 - 228\text{ kg/m}^2$$

$$PL = 72 \text{ kg/m}^2$$

Piso terminado de acuerdo con norma = 100 kg/m²

$$CM = 100 \text{ kg/m}^2 + 72 \text{ kg/m}^2$$

$$CM = 172 \text{ kg/m}^2 \text{ (1}^\circ \text{ piso, 2}^\circ \text{ piso y 3}^\circ \text{ piso)}$$

$$CM = 122 \text{ kg/m}^2 \text{ (4}^\circ \text{ piso)}$$

Cabe resaltar que el peso de las viguetas es calculado por el mismo software.

Carga viva o sobrecarga:

Siguiendo los valores de la norma técnica E.020, tenemos:

$$CV = 250 \text{ kg/m}^2 \text{ (aulas)}$$

$$CV = 400 \text{ kg/m}^2 \text{ (corredores y escaleras)}$$

$$CV = 100 \text{ kg/m}^2 \text{ (en azotea)}$$

Metrado de cargas distribuidas sobre las vigas

Este metrado de cargas muertas incluye el peso de los muros sobre las vigas en todos los pisos excepto el último piso, la tabla 19 muestra este metrado. Se utilizó de la siguiente fórmula:

$$W_d = \gamma_m \times h \times t$$

Donde:

γ_m : peso específico de ladrillo

h: altura de muro

t: espesor de muro

Tabla 19.

Cargas distribuidas aplicadas en las vigas.

EJES	CARGA (ton/m)
EJE 1-1 entre ejes C-C y E-E	0.876
EJE 3-3 entre ejes C-C y E-E	0.876
EJE 5-5 entre ejes C-C y E-E	0.876
EJE 7-7 entre ejes A-A y B-B	0.701
EJE 7-7 entre ejes B-B y C-C	0.701
EJE 7-7 entre ejes C-C y E-E	0.876
EJE 10-10	0.701
EJE A-A entre ejes 7-7 y 9-9	0.539
EJE D-D entre ejes 7-7 y 9-9	0.539
EJE C-C	0.701
EJE E-E	0.312

4.3.2.2 Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes para el Módulo I.

La norma exige este tipo de análisis para observar el comportamiento lineal que tiene una estructura; este análisis es representado mediante un conjunto de fuerzas que actúan en el centro de masa de cada nivel de la edificación.

Peso sísmico

El cálculo del peso sísmico incluyó el 100% de la carga muerta (CM) y el 50% de la carga viva (CV) tal como lo establece la Norma Técnica E.030, en la tabla 20 se muestran los pesos sísmicos totales por cada nivel calculado por el programa.

Tabla 20.

Peso sísmico total de la edificación por cada nivel para el módulo I.

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf
N4	PESO=100% CM+50% CV	Bottom	185.44
N3	PESO=100% CM+50% CV	Bottom	470.10
N2	PESO=100% CM+50% CV	Bottom	754.89
N1	PESO=100% CM+50% CV	Bottom	1040.89

Fuerza cortante en la base

La fuerza cortante de la estructura se calculó para ambas direcciones X e Y, considerando la fórmula especificada en la norma y los parámetros sísmicos ya mencionados, así lo muestran las tablas 21.

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

Tenemos:

Tabla 21.

Fuerza cortante en dirección X y en dirección Y.

Parámetros	Dirección X	Dirección Y	
PESO EDIFICIO	1040.89	1040.89	ton
VEX=Z.U.C.S/R	0.2625	0.2625	Coefficiente Sismico
VEXX=	273.23	273.23	ton

4.3.2.3 Análisis Dinámico Modal Espectral para el Módulo I.

Este análisis es de uso común por las normas sismorresistentes, sirve para conocer los modos de vibración y frecuencias naturales del edificio dentro del rango elástico. También, con el espectro de respuesta inelástico de pseudo-aceleraciones creado e introducido en el software se amplifican las fuerzas sísmicas que permitieron conocer las irregularidades que presenta la estructura.

Modos de vibración

Se determina a través de métodos que consideran de forma adecuada la rigidez y distribución de masas de una estructura. En la tabla 22 se puede observar los modos de vibración proporcionados por el programa para el módulo en análisis; el modo de vibración uno pertenece a la dirección Y y es traslacional, el modo de vibración dos pertenece a la dirección Z, es decir; es rotacional y, por último, el modo de vibración tres pertenece a la

dirección X y es traslacional de acuerdo con el porcentaje de masa participativa actuante en cada dirección.

Tabla 22.

Modos de vibración y periodos.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ
Modal	TY	0.614	0.0070	0.5143	0	0.007	0.5143	0	0.1092	0.0015	0.318
Modal	TRZ	0.541	0.1186	0.3072	0	0.1257	0.8216	0	0.0558	0.023	0.426
Modal	TX	0.497	0.7336	0.0237	0	0.8593	0.8453	0	0.0037	0.1285	0.1028
Modal	4	0.191	0.0009	0.0709	0	0.8602	0.9162	0	0.4477	0.0064	0.0386
Modal	5	0.173	0.0166	0.0347	0	0.8768	0.9509	0	0.2372	0.1144	0.0544
Modal	6	0.162	0.0837	0.0028	0	0.9605	0.9537	0	0.0207	0.6198	0.0142
Modal	7	0.106	0.0003	0.0276	0	0.9608	0.9813	0	0.0599	0.0007	0.0105
Modal	8	0.1	0.0067	0.0077	0	0.9675	0.9889	0	0.0159	0.0139	0.0191
Modal	9	0.096	0.0243	0.0006	0	0.9919	0.9896	0	0.0012	0.0476	0.0063
Modal	10	0.074	0.0000	0.0103	0	0.9919	0.9999	0	0.0485	0.0001	3E-06
Modal	11	0.073	0.0048	0.0001	0	0.9967	1	0	0.0002	0.0254	0.0046
Modal	12	0.071	0.0033	0.0000	0	1	1	0	7.30E-06	0.0187	0.0056

Aceleración espectral

Se calculó dicha aceleración para ambas direcciones horizontales por la ecuación presentada en la norma, siendo la siguiente:

$$S_a = Z \cdot U \cdot C \cdot S \cdot g$$

R

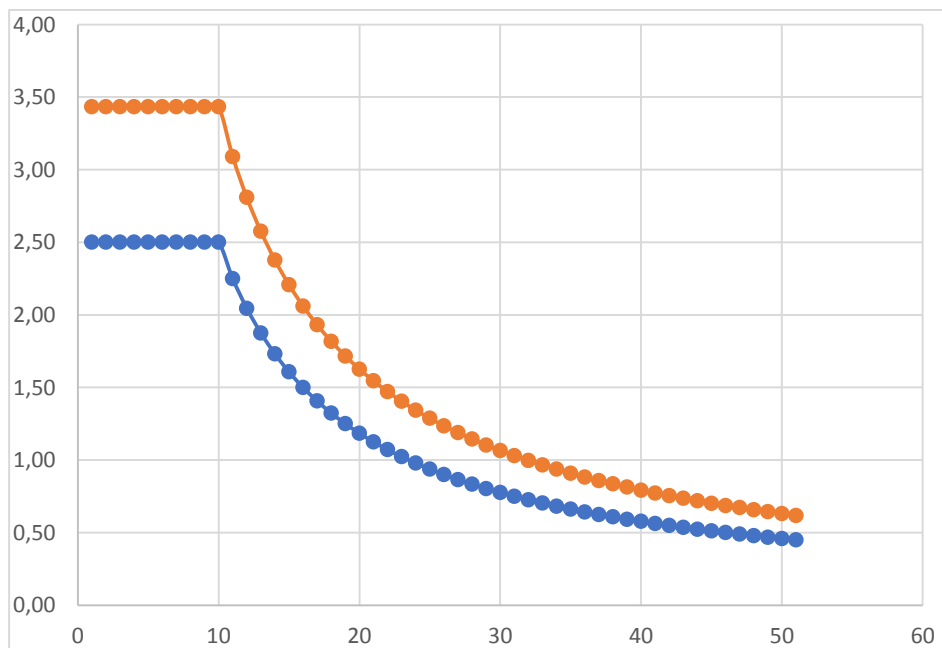
En la figura 23 se observa el espectro de respuesta construido con dos características, una es la del espectro en base a $T_{vs}C$ (periodo versus factor de amplificación sísmica respecto a la aceleración del suelo) y el otro en base a $T_{vs}S_a$ (periodo versus la aceleración espectral), esto se muestra en la tabla 23.

La aceleración espectral será un factor de escala multiplicado por el factor de amplificación sísmica ya que este varía con respecto a T_p .

FACTOR ESCALA= $Z \cdot U \cdot C \cdot S \cdot g / R$	1.3734	Dirección X
FACTOR ESCALA= $Z \cdot U \cdot C \cdot S \cdot g / R$	1.3734	Dirección Y

Tabla 23.*Espectro de respuesta para tipo de suelo S3.*

T	C	Sa
0	2.50	3.43
0.1	2.50	3.43
0.2	2.50	3.43
0.3	2.50	3.43
0.4	2.50	3.43
0.5	2.50	3.43
0.6	2.50	3.43
0.7	2.50	3.43
0.8	2.50	3.43
T_p = 0.9	2.50	3.43
1	2.25	3.09
1.1	2.05	2.81
1.2	1.88	2.58
1.3	1.73	2.38
1.4	1.61	2.21
1.5	1.50	2.06

Figura 24.*Espectro de respuesta.*

4.3.2.4 Verificación de Irregularidades Estructurales en Altura.

a. Irregularidad de rigidez – piso blando

Este tipo de irregularidad se verificó haciendo cumplir las condiciones que especifica la Norma Técnica E.030, las mismas que se señalan a continuación:

$$\sum A1 < 85\% \sum A2$$

$$\sum A1 < 90\% \frac{\sum A1, A2, A3}{3}$$

La tabla 24 muestra el cálculo de áreas de elementos verticales resistentes al corte aplicables para este tipo de irregularidad.

Tabla 24.

Verificación de irregularidad por piso blando.

Story	N° columnas por piso	b (m)	h (m)	Área (m ²)	Hi (m)	∑Áreas (m ²)	85%∑A2	90%∑Áreas/3
N4	21	0.4	0.4	3.36	3.00	3.36	2.856	
N3	21	0.4	0.4	3.36	3.00	3.36	2.856	3.024
N2	21	0.4	0.4	3.36	3.00	3.36	2.856	
N1	21	0.4	0.4	3.36	3.00	3.36		

En base a los resultados obtenidos para ambas condiciones se concluye que la edificación no presenta irregularidad de piso blando.

b. Irregularidad de masa

La condición que debe cumplir esta irregularidad es que, la masa de un piso debe ser mayor al 150% de la masa de un piso adyacente; la verificación de esta condición lo muestra la tabla 25 con resultados obtenidos del programa.

Tabla 25.

Verificación de irregularidad de masa.

Story	MASA POR	
	NIVEL	> 150%
	TON	
N4	185.44	
N3	284.66	426.99
N2	284.78	427.17
N1	286.01	

De acuerdo con los resultados obtenidos se concluye que el módulo I no presenta irregularidad de masa.

c. Irregularidad geométrica vertical

La condición para este tipo de irregularidad es que, debe cumplir que la dimensión en planta de la estructura sea mayor que 130% la dimensión de un piso adyacente.

En base a la evaluación realizada de esta condición se tiene por conclusión de que la edificación no presenta irregularidad geométrica vertical.

d. Discontinuidad en los sistemas resistentes

La condición que presenta este tipo de irregularidad se cumple cuando existe un desalineamiento en los elementos verticales.

De acuerdo con la evaluación realizada de esta condición se concluye que la edificación no presenta dicha irregularidad.

4.3.2.5 Verificación de Irregularidades Estructurales en Planta

a. Irregularidad torsional

La condición que se verificó es si el máximo desplazamiento supera el 50% del desplazamiento permisible indicado en la norma.

En la tabla 26 se aprecian los cálculos realizados para la verificación de la irregularidad torsional en dirección X e Y con los resultados obtenidos del programa.

Tabla 26.

Irregularidad torsional en dirección X y en dirección Y.

DIRECCION X			
Story	Deriva máxima	Deriva promedio	Deriv. Máx./ Deriv. Prom.
N4	0.0070	0.0068	1.02
N3	0.0141	0.0136	1.03
N2	0.0192	0.0185	1.04
N1	0.0160	0.0153	1.04
DIRECCION Y			
N4	0.0172	0.0127	1.35
N3	0.0311	0.0232	1.34
N2	0.0400	0.0301	1.33
N1	0.0291	0.0225	1.30

Con estos cálculos se concluye que la edificación presenta irregularidad torsional.

b. Esquinas entrantes

La condición que debe cumplir es que, las dimensiones en ambas direcciones son mayores que el 20% de la dimensión total.

Al verificar esta condición se pudo saber que el edificio para este módulo no presenta irregularidad de esquinas entrantes.

c. Discontinuidad del diafragma

Se considera discontinuidad de diafragma cuando exista en una estructura áreas abiertas mayores al 50% del área total de diafragma.

La edificación no presenta dicha irregularidad.

Por lo tanto; al hacer la verificación de irregularidades y encontrar que la estructura perteneciente al módulo I es irregular; se consideró un coeficiente de reducción sísmica de $R_x3/4$.

4.3.2.6 Verificación de Desplazamientos Laterales Permisibles.

Esta verificación se realizó de acuerdo con los parámetros establecidos en la norma.

La tabla 27 muestran los desplazamientos obtenidos del programa para las direcciones X e Y.

Tabla 27.

Desplazamientos para la dirección X e Y.

DIRECCION X		
Story	Desplazamiento	LIMITE 0.007
N4	0.0070	NO CUMPLE
N3	0.0141	NO CUMPLE
N2	0.0192	NO CUMPLE
N1	0.0160	NO CUMPLE
DIRECCION Y		
N4	0.0172	NO CUMPLE
N3	0.0311	NO CUMPLE
N2	0.0400	NO CUMPLE
N1	0.0291	NO CUMPLE

4.3.3 Análisis Sísmico para el Módulo II

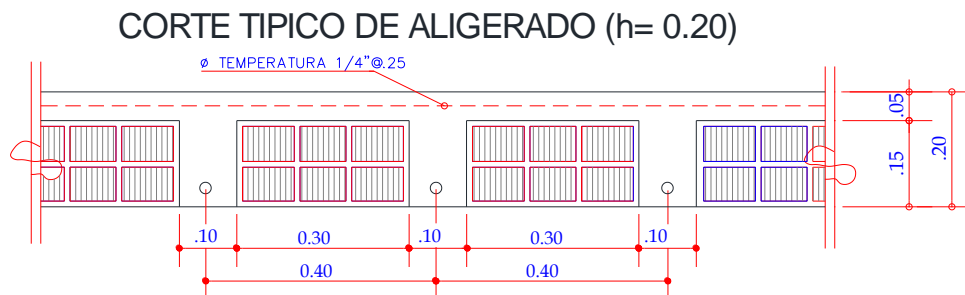
4.3.3.1 Metrado de cargas.

Al igual que para el módulo I, se realizó un metrado de cargas con los mismos parámetros y los valores obtenidos fueron ingresados al software Etabs v18.1.0.

Losa aligerada

Figura 25.

Detalle típico de losa aligerada de acuerdo con los planos estructurales para el módulo II.



De acuerdo con la Norma técnica E.020 de cargas, para un espesor de $h=0.20\text{m}$, tenemos un peso propio de 300 kg/m^2 .

Carga muerta:

Calculamos el volumen de concreto en 1 m^2 de losa aligerada:

$$V_c = (1 \times 0.05 + 3 \times 0.10 \times 0.15) \times 1\text{ m}$$

$$V_c = 0.095\text{ m}^3$$

Peso de ladrillos = $P_t - P_c$, donde:

$$P_c = \gamma_m \times V_c$$

$$P_c = 2400\text{ kg/m}^3 \times 0.095\text{ m}^3$$

$$P_c = 228\text{ kg/m}^2$$

$$P_L = 300\text{ kg/m}^2 - 228\text{ kg/m}^2$$

$$P_L = 72\text{ kg/m}^2$$

Piso terminado de acuerdo con norma = 100 kg/m^2

$$CM = 100\text{ kg/m}^2 + 72\text{ kg/m}^2$$

$$CM = 172 \text{ kg/m}^2 \text{ (1}^\circ \text{ piso, 2}^\circ \text{ piso y 3}^\circ \text{ piso)}$$

$$CM = 122 \text{ kg/m}^2 \text{ (4}^\circ \text{ piso)}$$

Cabe resaltar que el peso de las viguetas es calculado por el mismo software.

Carga viva o sobrecarga:

Siguiendo los valores de la norma técnica E.020, tenemos:

$$CV = 250 \text{ kg/m}^2 \text{ (aulas)}$$

$$CV = 400 \text{ kg/m}^2 \text{ (corredores y escaleras)}$$

$$CV = 100 \text{ kg/m}^2 \text{ (en azotea)}$$

Metrado de cargas distribuidas sobre las vigas

Este metrado de cargas muertas incluye el peso de los muros sobre las vigas en todos los pisos excepto el último piso, la tabla 28 muestra este metrado. Se utilizó de la siguiente fórmula:

$$Wd = \gamma_m \times h \times t$$

Donde:

γ_m : peso específico de ladrillo

h: altura de muro

t: espesor de muro

Tabla 28.

Cargas distribuidas aplicadas en las vigas.

EJES	CARGA (ton/m)
EJE 1-1 entre ejes B-B y C-C	0.539
EJE 3-3 entre ejes B-B, C-C y D-D	0.431
EJE 4-4 entre ejes A-A y C-C	0.876
EJE 4-4 entre ejes C-C y D-D	0.876
EJE 4-4 entre ejes C-C y D-D	0.701
EJE 6-6 entre ejes A-A y C-C	0.876
EJE 8-8 entre ejes A-A y C-C	0.876
EJE 10-10 entre ejes A-A y C-C	0.876
EJE A-A entre ejes 4,5,6,7,8,9 y 10	0.701
EJE B-B	0.539
EJE C-C entre ejes 4,5,6,7,8,9 y 10	0.312
EJE D-D	0.431

4.3.3.2 Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes para el Módulo II.

Del mismo modo que para el análisis del módulo I, para este módulo se siguió el mismo procedimiento que exige la norma para observar el comportamiento lineal que tiene la estructura.

Peso sísmico

El cálculo del peso sísmico incluyó al igual que para el módulo I un porcentaje del 100% de la carga muerta (CM) y del 50% de la carga viva (CV) tal como lo establece la Norma Técnica E.030, en la tabla 29 se muestran los pesos sísmicos totales por cada nivel calculados por el programa.

Tabla 29.

Peso sísmico total de la edificación por cada nivel para el módulo II.

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf
N4	PESO=100% CM+50% CV	Bottom	188.2782
N3	PESO=100% CM+50% CV	Bottom	470.4756
N2	PESO=100% CM+50% CV	Bottom	755.4943
N1	PESO=100% CM+50% CV	Bottom	1037.6917

Fuerza cortante en la base

Para el módulo II el cálculo de las fuerzas cortantes se realizaron con los mismos parámetros que para el módulo I y para ambas direcciones X e Y, así lo muestran las tabla 30.

Tabla 30.

Fuerza cortante en dirección X e Y.

Parámetros	Dirección X	Dirección Y	
PESO EDIFICIO	1037.69	1037.69	ton
VEX=Z.U.C.S/R	0.35	0.35	Coefficiente Sismico
VEXX=	363.19	363.19	ton

4.3.3.3 Análisis Dinámico Modal Espectral.

El análisis dinámico del módulo II presentará las mismas características que el módulo I.

Modos de vibración

En la tabla 31 se puede observar los modos de vibración proporcionados por el programa para el módulo II; el modo de vibración uno pertenece a la dirección Y y es traslacional, el modo de vibración dos pertenece a la dirección X, siendo también traslacional y, por último, el modo de vibración tres pertenece a la dirección Z y es rotacional de acuerdo con el porcentaje de masa participativa en cada dirección.

Tabla 31.

Modos de vibración para el módulo II.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ
Modal	TY	0.668	0.005	0.5842	0	0.005	0.5842	0	0.1192	0.0011	0.2543
Modal	TX	0.477	0.6421	0.0921	0	0.647	0.6763	0	0.0188	0.1151	0.124
Modal	TRZ	0.443	0.2147	0.1672	0	0.8617	0.8434	0	0.0336	0.0356	0.4698
Modal	4	0.208	0.0007	0.0764	0	0.8624	0.9198	0	0.4792	0.0056	0.0322
Modal	5	0.155	0.0843	0.0086	0	0.9467	0.9284	0	0.057	0.6222	0.0091
Modal	6	0.142	0.016	0.0233	0	0.9627	0.9517	0	0.1599	0.1177	0.0652
Modal	7	0.115	0.0003	0.0268	0	0.9631	0.9784	0	0.0594	0.0007	0.0114
Modal	8	0.092	0.0272	0.002	0	0.9903	0.9805	0	0.0044	0.0554	0.0012
Modal	9	0.082	0.0024	0.0084	0	0.9927	0.9889	0	0.018	0.0049	0.0224
Modal	10	0.08	0.0002	0.0079	0	0.9928	0.9968	0	0.0351	0.0009	0.0035
Modal	11	0.07	0.0069	0.0006	0	0.9997	0.9974	0	0.0028	0.0393	0.0001
Modal	12	0.06	0.0003	0.0026	0	1	1	0	0.0126	0.0015	0.0067

Aceleración espectral

Para este módulo se utilizaron los mismos parámetros del primer módulo para la construcción del espectro de respuesta.

4.3.3.4 Verificación de Irregularidades Estructurales en Altura.

Todas las condiciones de cada una de las irregularidades estructurales en altura fueron las mismas para la verificación de este módulo.

a. Irregularidad de rigidez – piso blando

Con relación a la tabla 32 que se presenta y siguiendo condiciones ya mencionadas, se tiene que modulo II no presenta irregularidad de piso blando.

Tabla 32.

Verificación de la irregularidad por piso blando.

Story	N° columnas	b (m)	h (m)	Area (m ²)	Hi (m)	∑Áreas (m ²)	85%∑A ₂	90%∑ Áreas/3
N4	22	0.4	0.4	3.52	3.00	3.52	2.992	
N3	22	0.4	0.4	3.52	3.00	3.52	2.992	
N2	22	0.4	0.4	3.52	3.00	3.52	2.992	3.168
N1	22	0.4	0.4	3.52	3.00	3.52		

b. Irregularidad de masa

Para esta irregularidad se cumple la misma condición ya descrita que para el módulo I. La tabla 33 muestra la verificación de la condición que se le realizó al módulo en análisis, el cual no presenta irregularidad de masa en base a los resultados obtenidos.

Tabla 33.

Verificación de irregularidad de masa.

Story	MASA POR	
	NIVEL TON	> 150%
N4	188.28	
N3	282.19	423.29
N2	285.02	427.53
N1	282.19	

c. Irregularidad geométrica vertical

Presenta la misma condición que fue descrita para el módulo I; En base a la evaluación realizada de esta condición se tiene por conclusión de que la edificación no presenta irregularidad geométrica vertical.

d. Discontinuidad en los sistemas resistentes

Se cumple que al igual que en el módulo I en este módulo no existe un desalineamiento en los elementos verticales, por lo que se concluye que no presenta dicha irregularidad.

4.3.3.5 Verificación de Irregularidades Estructurales en Planta

a. Irregularidad torsional

Se debe cumplir la condición tal cual se especificó para el módulo I; En la tabla 34 se aprecia los cálculos realizados para la verificación de la irregularidad torsional en dirección X e Y con los resultados obtenidos del programa. También, se puede apreciar que en dirección no presenta irregularidad torsional, sin embargo; la dirección Y presenta esta irregularidad.

Tabla 34.*Irregularidad torsional en dirección X e Y.*

DIRECCION X			
Story	Deriva máxima	Deriva promedio	Deriv. Máx./ Deriv. Prom.
N4	0.0063	0.0060	1.05
N3	0.0122	0.0117	1.04
N2	0.0164	0.0157	1.04
N1	0.0137	0.0133	1.03
DIRECCION Y			
N4	0.0210	0.0134	1.57
N3	0.0384	0.0244	1.57
N2	0.0497	0.0317	1.57
N1	0.0364	0.0236	1.55

b. Esquinas entrantes

La condición que debe cumplir es la misma ya mencionada para el módulo anterior.

Al verificar la condición se pudo saber que el módulo II si presenta irregularidad de esquinas entrantes.

c. Discontinuidad del diafragma

Al igual que el análisis del primer módulo este no cuenta con áreas abiertas mayores al 50% del área total de diafragma como lo especifica la condición, por lo que la edificación no presenta dicha irregularidad.

Por lo tanto; al hacer la verificación de irregularidades y encontrar que la estructura perteneciente al módulo II es irregular; se consideró un coeficiente de reducción sísmica de $R_x3/4$.

4.3.3.6 Verificación de Desplazamientos Laterales Permisibles.

Esta verificación se realizó de acuerdo con los parámetros establecidos en la norma.

La tabla 35 muestra los desplazamientos obtenidos del programa para las direcciones X e Y.

Tabla 35.*Desplazamientos para la dirección X e Y.*

DIRECCION X		
Story	Desplazamiento	LIMITE 0.007
N4	0.0063	CUMPLE
N3	0.0122	NO CUMPLE
N2	0.0164	NO CUMPLE
N1	0.0137	NO CUMPLE
DIRECCION Y		
N4	0.0210	NO CUMPLE
N3	0.0384	NO CUMPLE
N2	0.0497	NO CUMPLE
N1	0.0364	NO CUMPLE

4.3.4 Análisis Sísmico para la Escalera**4.3.4.1 Predimensionamiento.**

Al no contar con la información necesaria para modelar la escalera se predimensionó elementos que forman parte de ella, para que así los datos que obtengamos del programa sean más precisos. Así, tenemos:

Ancho de garganta (t): $5.35/25 = 0.25\text{m}$

Descanso (h) = 0.25 m

Rampa escalera (hm) = 0.25 m

Losa maciza (e) = 0.25 m

4.3.4.2. Metrado de Cargas.

Se realizó el metrado de cargas para losa maciza y losa aligerada, dichos valores obtenidos fueron ingresados al software Etabs v18.1.0

Carga muerta:

CM = 100 kg/m² (losa maciza)

CM = 122 kg/m² (losa aligerada 4to piso y volados)

Carga viva o sobrecarga:

CV = 400 kg/m² (corredores)

Metrado de cargas distribuidas sobre las vigas

Este metrado de cargas muertas incluye el peso de los muros sobre las vigas en todos los pisos excepto el último piso, en los ejes siguientes:

Eje A-A y eje B-B:

$$W_d = 0.539 \text{ ton/m}$$

4.3.4.3 Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes.

Al igual que para los dos módulos, para la escalera se realizó un análisis estático y así conocer su comportamiento en el rango lineal, considerando los mismos parámetros sísmicos.

Peso sísmico

El cálculo del peso sísmico incluyó como para los dos módulos el 100% de la carga muerta (CM) y el 50% de la carga viva (CV) tal como lo establece la Norma Técnica E.030, en la tabla 36 se muestran los pesos sísmicos totales por cada nivel calculado por el programa.

Tabla 36.

Peso sísmico total de la edificación por cada nivel de la escalera.

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf
N4	PESO=100%CM+50%CV	Bottom	30.53
N3	PESO=100%CM+50%CV	Bottom	87.11
N2	PESO=100%CM+50%CV	Bottom	143.69
N1	PESO=100%CM+50%CV	Bottom	200.28

Fuerza cortante en la base

La fuerza cortante se calculó para ambas direcciones X e Y, considerando los mismos parámetros que para ambos módulos. Así lo muestra la tabla 37.

Tabla 37.

Fuerza cortante en dirección X e Y para escalera.

Parámetros	Dirección X	Dirección Y	
PESO EDIFICIO	200.28	200.28	ton
VEX=Z.U.C.S/R	0.26	0.26	Coficiente Sismico
VEXX=	52.57	52.57	ton

4.3.4.4 Análisis Dinámico Modal Espectral.

En este análisis se usó el mismo espectro de respuesta inelástico que en los dos módulos anteriores.

Modos de vibración

En la tabla 38 se puede observar los modos de vibración proporcionados por el programa para la escalera; el modo de vibración uno pertenece a la dirección Z y es rotacional, el modo de vibración dos pertenece a la dirección Y, es decir; es traslacional y, por último, el modo de vibración tres pertenece a la dirección X y es traslacional de acuerdo con el porcentaje de masa participativa actuante en cada dirección.

Tabla 38.*Modos de vibración para escalera.*

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ
Modal	TRZ	0.342	0.2102	0.0012	0	0.2102	0.0012	0	0.0005	0.1011	0.6136
Modal	TY	0.285	0.0007	0.753	0	0.2109	0.7542	0	0.3043	0.0001	0.0019
Modal	TX	0.235	0.4866	0.0005	0	0.6976	0.7547	0	0.0004	0.2587	0.211
Modal	4	0.133	0.0225	0.0766	0	0.720	0.8313	0	0.1553	0.0554	0.0316
Modal	5	0.128	0.0747	0.0645	0	0.7947	0.8958	0	0.1611	0.0968	0.0073
Modal	6	0.11	0.0805	0.005	0	0.8752	0.9008	0	0.0179	0.1073	0.0634
Modal	7	0.076	0.0169	0.0002	0	0.8921	0.901	0	0.0003	0.0516	0.0267
Modal	8	0.066	0.0002	0.0651	0	0.8923	0.9661	0	0.2584	0.0012	0.0005
Modal	9	0.056	0.0457	0.0001	0	0.938	0.9662	0	0.0012	0.1598	0.0228
Modal	10	0.053	0.0152	8.65E-06	0	0.9532	0.9662	0	3.84E-06	0.0428	0.0021
Modal	11	0.043	0.0003	0.013	0	0.9535	0.9791	0	0.0308	0.0007	0.0006
Modal	12	0.037	0.0197	0.0003	0	0.9732	0.9794	0	0.0013	0.0506	0.0057

4.3.4.5 Verificación de Irregularidades Estructurales en Altura.

Todas las condiciones de cada una de las irregularidades estructurales en altura fueron las mismas para la verificación de la escalera.

a. Irregularidad de rigidez – piso blando

Con relación a la tabla 39 que se presenta y siguiendo condiciones ya mencionadas, se tiene que la escalera no presenta irregularidad de piso blando.

Tabla 39.*Verificación de la irregularidad por piso blando.*

Story	N° columnas por piso	b (m)	h (m)	Área (m ²)	Hi (m)	ΣÁreas (m ²)	85%ΣA ²	90%Σ Áreas/3
N4	4	0.4	0.4	0.64	3.00	0.64	0.544	
N3	4	0.4	0.4	0.64	3.00	0.64	0.544	0.576
N2	4	0.4	0.4	0.64	3.00	0.64	0.544	
N1	4	0.4	0.4	0.64	3.00	0.64		

b. Irregularidad de masa

Para esta irregularidad se cumple la misma condición ya descrita que para los dos módulos anteriores. La tabla 40 muestra la verificación de la condición que se le realizó a la escalera de la estructura, el cual no presenta irregularidad de masa en base a los resultados obtenidos.

Tabla 40.

Verificación de irregularidad de masa.

Story	MASA POR NIVEL	> 150%
	TON	
N4	30.53	
N3	56.58	84.87
N2	56.58	84.87
N1	56.58	

c. Irregularidad geométrica vertical

Presenta la misma condición que fue descrita para ambos módulos.

En base a la evaluación realizada de esta condición se tiene por conclusión de que la escalera no presenta irregularidad geométrica vertical.

d. Discontinuidad en los sistemas resistentes

La escalera de la estructura no presenta desalineamiento en los elementos verticales, por lo que se concluye que no presenta dicha irregularidad.

4.3.4.6 Verificación de Irregularidades Estructurales en Planta.

Se debe cumplir la condición tal cual se especificó para ambos módulos.

En la tabla 41 se aprecia los cálculos realizados para la verificación de la irregularidad torsional en dirección X e Y con los resultados obtenidos del programa. También, se puede apreciar que en ambas direcciones no presenta irregularidad torsional.

Tabla 41.

Irregularidad torsional en dirección X e Y para escalera.

DIRECCION X			
Story	Deriva máxima	Deriva promedio	Deriv. Máx./ Deriv. Prom.
N4	6.5E-05	6.30E-05	1.04
N3	5.7E-05	4.90E-05	1.16
N2	7.0E-05	5.60E-05	1.25
N1	4.6E-05	4.10E-05	1.13
DIRECCION Y			
N4	8.40E-05	8.00E-05	1.05
N3	4.70E-05	4.70E-05	1.02
N2	5.40E-05	5.20E-05	1.03
N1	4.80E-05	4.70E-05	1.03

b. Esquinas entrantes

La condición que debe cumplir es la misma que para los módulos anteriores. Al verificar la condición se pudo saber que la escalera no presenta irregularidad por esquinas entrantes.

c. Discontinuidad del diafragma

La escalera este cuenta con áreas abiertas mayores al 50% del área total de diafragma como lo especifica la condición, por lo que la edificación no presenta dicha irregularidad.

4.3.4.7 Verificación de Desplazamientos Laterales Permisibles.

Esta verificación se realizó de acuerdo con los parámetros establecidos en la norma. La tabla 42 muestra los desplazamientos obtenidos del programa para las direcciones X e Y.

Tabla 42.*Desplazamientos para la dirección X e Y.*

DIRECCION X		
Story	Desplazamiento	LIMITE 0.007
N4	6.50E-05	CUMPLE
N3	5.70E-05	CUMPLE
N2	7.00E-05	CUMPLE
N1	4.60E-05	CUMPLE
DIRECCION Y		
N4	8.40E-05	CUMPLE
N3	4.70E-05	CUMPLE
N2	5.40E-05	CUMPLE
N1	4.80E-05	CUMPLE

3.4 Análisis y Evaluación Sismorresistente del Edificio Único de la Universidad Alas

Peruanas – Jaén

Después de haber realizado la verificación de la edificación con la Norma Técnica de E.030 del año 2006 y todos sus parámetros se procedió a evaluar y analizar el desempeño sísmico de la estructura producto del cambio de normas para poder verificar si con los cambios efectuados en las normas esta edificación tendrá un adecuado desempeño.

Se realizó el análisis sísmico estático y del análisis dinámico para el módulo I, módulo II y la escalera con la Norma Técnica E.030 de diseño sismorresistente del año 2018. También, fue de ayuda del programa Etabs v.18. 1.0

4.4.1 Parámetros Sísmicos

- a. Factor de zona (Z)

Este parámetro al igual que muchos otros que se irán mencionando en orden fueron modificados en el transcurso de los años, siendo actualmente de acuerdo con el mapa de zonificación sísmica los siguientes:

Zona sísmica: 2

Factor de zona: 0.25

b. Factor de suelo (S)

El perfil de suelo sigue siendo el mismo, el cual pertenece a un suelo S3, las variaciones o cambios están en función de los periodos del suelo. Así tenemos:

Factor de amplificación de suelo (S): 1.4

Periodo en función del tipo de suelo (T_p): 1.0

Periodo en función del tipo de suelo (T_l): 1.6

c. Factor de uso e importancia (U)

Este factor tampoco tuvo variaciones de acuerdo con la norma actual, por lo que al estar clasificada en la categoría esencial le pertenece un factor de importancia $U = 1.5$, debido a que es una edificación dedicada a impartir enseñanzas a nivel superior la cual deberá servir de refugio después de un sismo raro.

d. Factor de amplificación sísmica (C)

Cumple con las siguientes expresiones:

$$T < T_p; C = 2.5$$

$$T_p < T < T_l; C = 2.5 (T_p/T)$$

$$T > T_l; C = 2.5 (T_p \cdot T_l / T^2)$$

Para nuestro caso se cumple que $T < T_p$, por lo tanto; el factor de amplificación sísmica es $C=2.5$.

e. Coeficiente de reducción sísmica (R)

El sistema estructural como se mencionó es de pórticos de concreto armado en ambas direcciones X e Y con un coeficiente de reducción sísmica igual a 8.

La tabla 43 muestra a continuación de forma resumida los parámetros sísmicos que fueron antes descritos, estos serán los mismos para el módulo I, módulo II y escalera.

Tabla 43.

Parámetros sísmicos de la edificación con la norma técnica E.030 - 2018.

Parámetros Sísmicos	
Perfil de Suelo =	S3
Zona Sísmica =	Z2
Categoría =	A2
Z =	0.25
TL =	1.6
T_p (S) =	1.0
Factor de suelo "S" =	1.4
Factor de Uso "U" =	1.5
Rx =	8
Ry =	8

4.4.2 Análisis Sísmico para el Módulo I

4.4.2.1 Metrado de Cargas.

Se consideró el mismo metrado de cargas que se calculó para la verificación por la norma del año 2006 tanto en losa aligerada como en las vigas, debido a que no existieron cambios en los parámetros considerados. Los valores obtenidos fueron ingresados al software Etabs v18.1.0.

4.4.2.2 Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes.

Del mismo modo que para el análisis de la estructura por la norma del año 2006, se siguió el procedimiento que exige la norma del año 2018 para observar el comportamiento lineal que tiene la estructura.

Peso sísmico

El cálculo del peso sísmico incluyó un porcentaje del 100% de la carga muerta (CM) y del 50% de la carga viva (CV) tal como lo establece la Norma Técnica E.030 del año 2018, en la tabla 44 se muestran los pesos sísmicos totales por cada nivel calculados por el programa para el módulo en análisis.

Tabla 44.

Peso sísmico total de la edificación para cada nivel.

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf
N4	PESO=100%CM+50%CV	Bottom	185.44
N3	PESO=100%CM+50%CV	Bottom	470.10
N2	PESO=100%CM+50%CV	Bottom	754.89
N1	PESO=100%CM+50%CV	Bottom	1040.89

Fuerza cortante en la base

La fuerza cortante de la estructura se calculó para ambas direcciones X e Y, considerando la fórmula especificada en la norma del año 2018 y los parámetros sísmicos ya mencionados, así lo muestra la tabla 45.

Tabla 45.

Fuerza cortante en dirección X e Y.

Parámetros	Dirección X	Dirección Y	
PESO EDIFICIO	1040.89	1040.89	ton
VEX=Z.U.C.S/R	0.16	0.16	Coficiente Sismico
VEXX=	170.77	170.77	ton

4.4.2.3 Análisis Dinámico Modal Espectral.

Este análisis contempla las características ya descritas anteriormente, con la diferencia de que los parámetros están en base a la norma técnica E.030 del año 2018.

Modos de vibración

En la tabla 46 se puede observar los modos de vibración proporcionados por el programa para el módulo I; el modo de vibración uno pertenece a la dirección Y y es traslacional, el modo de vibración dos pertenece a la dirección Z, siendo rotacional y, por último, el modo de vibración tres pertenece a la dirección X que es traslacional de acuerdo con el porcentaje de masa participativa en cada dirección.

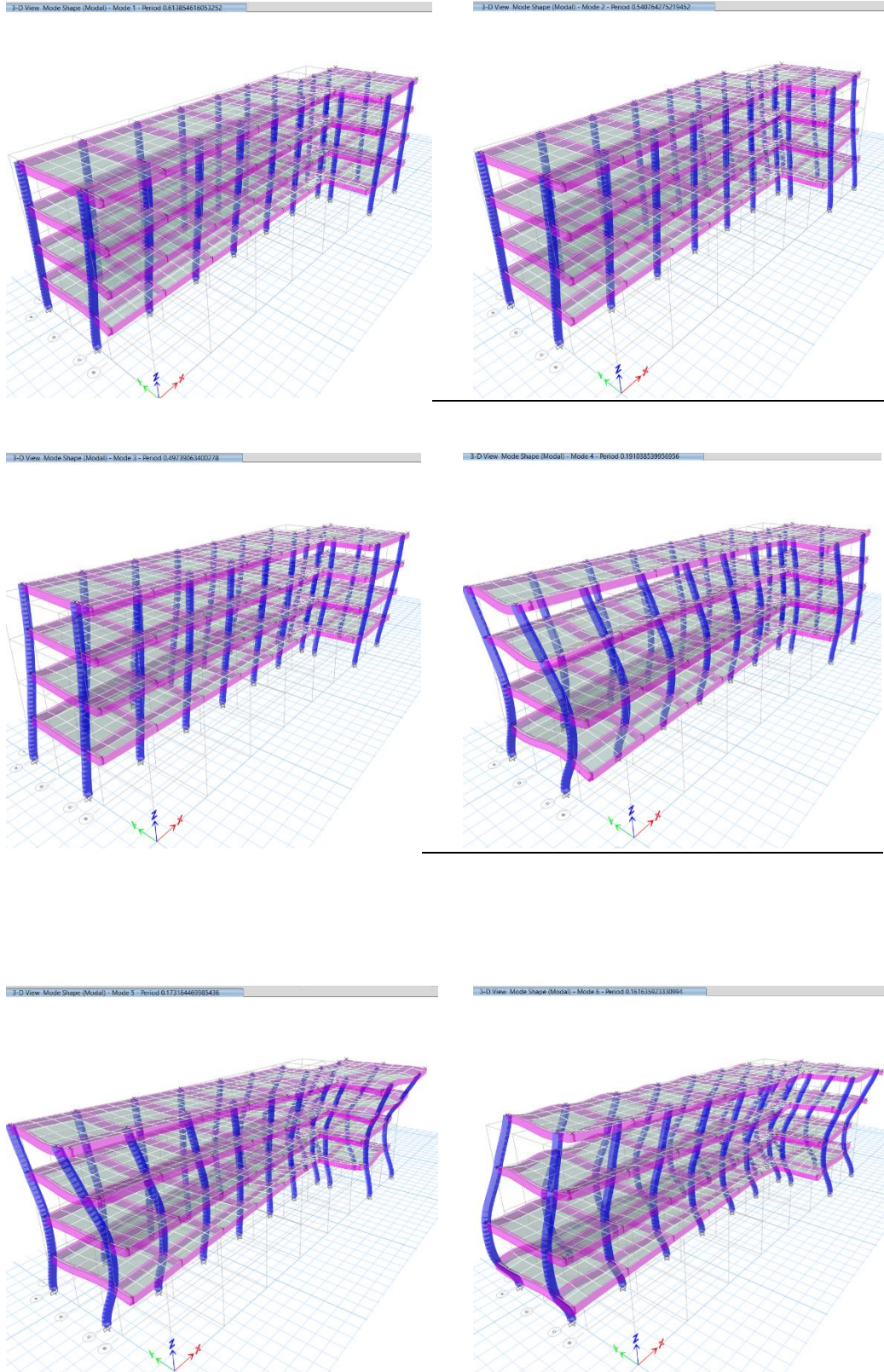
Tabla 46.

Modos de vibración y periodos para el módulo I.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ
Modal	TY	0.614	0.007	0.514	0	0.007	0.5143	0	0.1092	0.0015	0.318
Modal	TRZ	0.541	0.119	0.307	0	0.1257	0.8216	0	0.0558	0.023	0.426
Modal	TX	0.497	0.734	0.024	0	0.8593	0.8453	0	0.0037	0.1285	0.1028
Modal	4	0.191	0.001	0.071	0	0.8602	0.9162	0	0.4477	0.0064	0.0386
Modal	5	0.173	0.017	0.035	0	0.8768	0.9509	0	0.2372	0.1144	0.0544
Modal	6	0.162	0.084	0.003	0	0.9605	0.9537	0	0.0207	0.6198	0.0142
Modal	7	0.106	0.000	0.028	0	0.9608	0.9813	0	0.0599	0.0007	0.0105
Modal	8	0.1	0.007	0.008	0	0.9675	0.9889	0	0.0159	0.0139	0.0191
Modal	9	0.096	0.024	0.001	0	0.9919	0.9896	0	0.0012	0.0476	0.0063
Modal	10	0.074	0.000	0.010	0	0.9919	0.9999	0	0.0485	0.0001	3.48E-06
Modal	11	0.073	0.005	0.000	0	0.9967	1	0	0.0002	0.0254	0.0046
Modal	12	0.071	0.003	0.000	0	1	1	0	7.30E-06	0.0187	0.0056

Figura 25.

Forma de los seis primeros modos de vibración del módulo I.



Aceleración espectral

Se calculó dicha aceleración para ambas direcciones horizontales por la ecuación presentada en la norma técnica E.030-2018, en la que para el cálculo solo variaron los parámetros sísmicos, siendo la siguiente:

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

En la figura 27 se observa el espectro de respuesta construido con dos características, una es la del espectro en base a T_{vsC} (periodo versus factor de amplificación sísmica respecto a la aceleración del suelo) y el otro en base a T_{vsS_a} (periodo versus la aceleración espectral), esto se muestra en la tabla 47.

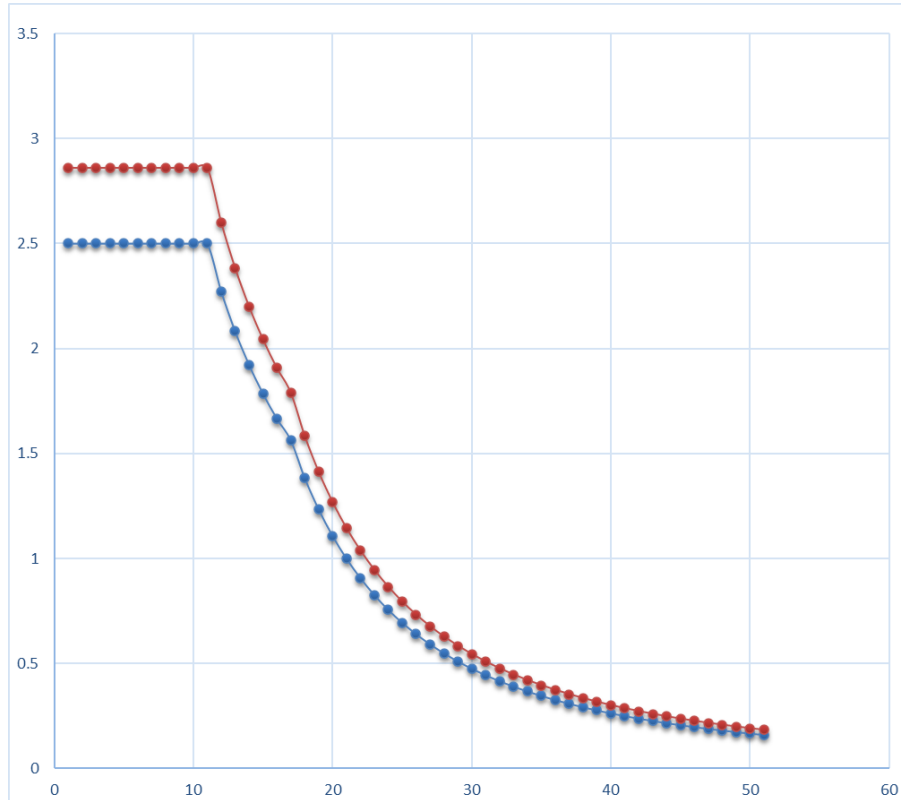
Además; la aceleración espectral será un factor de escala multiplicado por el factor de amplificación sísmica ya que este varía con respecto a T_p y T_L .

FACTOR ESCALA= $Z.U.S./R$	1.431	Dirección X
FACTOR ESCALA= $Z.U.S./R$	1.431	Dirección Y

Tabla 47.

Espectro de respuesta para tipo de suelo S3.

T	C	S_a
0	2.5	2.861
0.1	2.5	2.861
0.2	2.5	2.861
0.3	2.5	2.861
0.4	2.5	2.861
0.5	2.5	2.861
0.6	2.5	2.861
0.7	2.5	2.861
0.8	2.5	2.861
0.9	2.5	2.861
TP = 1	2.5	2.861
1.1	2.273	2.601
1.2	2.083	2.384
1.3	1.923	2.201
1.4	1.786	2.044
1.5	1.667	1.908
TL = 1.6	1.563	1.789
1.7	1.384	1.584
1.8	1.235	1.413
1.9	1.108	1.268
2	1.000	1.145

Figura 27.*Espectro de respuesta inelástico.*

4.4.2.4 Análisis de Irregularidades Estructurales en Altura

a. Irregularidad de rigidez – piso blando

Para este tipo de irregularidad se debe cumplir las condiciones establecidas en la norma técnica E.030, las cuales en cualquier dirección de análisis la rigidez lateral en un entrepiso debe ser menor que el 70% de la rigidez del entrepiso inmediato superior o debe ser menor que el 80% de la rigidez lateral promedio. El análisis se realizó en ambas direcciones X e Y, y los resultados obtenidos mediante el programa se observan en la tabla 48.

Tabla 48.

Análisis de irregularidad de piso blando en dirección X e Y.

DIRECCION X				
Story	Rigidez -X (K1) ton/m	Rigidez - X por piso (K2) ton/m	0.7*K2	0.8*K2
N4	23155.44	23155.44	16208.81	
N3	26915.40	3759.96	2631.97	7432.09
N2	27870.35	954.95	668.46	
N1	38387.47	10517.13		
DIRECCION Y				
Story	Rigidez -Y (K1) ton/m	Rigidez - Y por piso (K2)	0.7*K2	0.8*K2
N4	11304.15	11304.15	7912.90	
N3	13966.41	2662.27	1863.59	3992.42
N2	14971.59	1005.17	703.62	
N1	22758.79	7787.21		

En base a los resultados obtenidos para ambas condiciones se concluye que el módulo I presenta irregularidad de piso blando en ambas direcciones, por lo que su factor de irregularidad será 0.75 como lo indica la tabla 8 de la norma E.030-2018.

b. Irregularidad de resistencia – piso débil

La condición que debe cumplirse es que en cualquiera de las direcciones de análisis la resistencia de un entrepiso a las fuerzas cortantes debe ser menor al 80% de la resistencia del entrepiso superior. El análisis se realizó en ambas direcciones X e Y y los resultados obtenidos mediante el programa se observan en la tabla 49.

Tabla 49.

Análisis de irregularidad de piso débil en dirección X e Y.

DIRECCION X		
Story	VX tonf	0.8*VX
N4	49.45	39.56
N3	114.59	91.68
N2	160.93	128.75
N1	184.12	
DIRECCION Y		
Story	VY tonf	0.8*VY
N4	59.96	47.966
N3	135.15	108.117
N2	187.73	150.185
N1	213.34	

En base a los resultados obtenidos se concluye que el módulo I no presenta irregularidad de piso débil en ninguna dirección.

c. Irregularidad extrema de rigidez

Se debe cumplir que en cualquier dirección de análisis la rigidez lateral en un entrepiso debe ser menor que el 60% de la rigidez del entrepiso inmediato superior o debe ser menor que el 70% de la rigidez lateral promedio. El análisis se realizó en ambas direcciones X e Y, y los resultados obtenidos mediante el programa se observan en la tabla 50.

Tabla 50.

Análisis de irregularidad extrema de rigidez en dirección X e Y.

DIRECCION X				
Story	Rigidez -X (K1) ton/m	Rigidez - X por piso (K2) ton/m	0.6*K2	0.7*K2
N4	23155.44	23155.44	13893.26	
N3	26915.40	3759.96	2255.98	6503.08
N2	27870.35	954.95	572.97	
N1	38387.47	10517.13		
DIRECCION Y				
Story	Rigidez -Y (K1) ton/m	Rigidez - Y por piso (K2)	0.6*K2	0.7*K2
N4	11304.15	11304.15	6782.49	
N3	13966.41	2662.27	1597.36	3493.37
N2	14971.59	1005.17	603.10	
N1	22758.79	7787.21		

Gracias a los resultados obtenidos para ambas condiciones se concluye que el módulo I presenta irregularidad extrema de rigidez en ambas direcciones, por lo que su factor de irregularidad será 0.60 siendo este el más desfavorable por lo que será tomado para el análisis.

d. Irregularidad extrema de resistencia

Es la misma condición que la de irregularidad de resistencia, el cambio está en que en cualquiera de las direcciones de análisis la resistencia de un entrepiso a las fuerzas cortantes debe ser menor al 65% de la resistencia del entrepiso superior. El análisis se realizó en ambas direcciones X e Y, y los resultados obtenidos mediante el programa se tienen en la tabla 51.

Tabla 51.

Análisis de irregularidad extrema de resistencia en dirección X e Y.

DIRECCION X		
Story	VX tonf	0.65*VX
N4	49.45	32.14
N3	114.59	74.49
N2	160.93	104.61
N1	184.12	
DIRECCION Y		
Story	VY tonf	0.8*VY
N4	59.96	38.97
N3	135.15	87.84
N2	187.73	122.03
N1	213.34	

En base a los resultados obtenidos se concluye que no presenta irregularidad extrema de resistencia en ninguna dirección.

e. Irregularidad de masa o peso

La condición que presenta la actual norma técnica es que para que exista este tipo de irregularidad la masa de un piso debe ser mayor al 1.5 veces la masa de un piso adyacente; la verificación de esta condición se muestra en la tabla 52 con resultados obtenidos del programa.

Tabla 52.*Análisis de irregularidad de masa.*

Story	MASA POR NIVEL TON	> 1.5 veces
N4	185.44	
N3	284.66	
N2	284.78	1.0
N1	286.01	

De acuerdo con los resultados obtenidos se concluye que el módulo I no presenta irregularidad de masa.

f. Irregularidad geométrica vertical

De acuerdo con la condición de que establece la norma técnica actual la estructura deberá tener una dimensión en planta mayor a 1.3 veces la dimensión de un piso adyacente, analizando esta condición se concluye que el módulo en análisis no presenta irregularidad geométrica vertical.

g. Discontinuidad en los sistemas resistentes

Se presenta este tipo de irregularidad cuando existe desalineación de elementos verticales o cambio de orientación, analizando la condición que establece la norma técnica actual se concluye que el módulo en análisis no presenta irregularidad de discontinuidad en los sistemas resistentes.

h. Discontinuidad extrema en los sistemas resistentes

Al concluir que no presenta la discontinuidad descrita en el punto g, significa que tampoco presentara discontinuidad extrema en los sistemas resistentes.

4.4.2.5 Análisis de Irregularidades Estructurales en Planta

a. Irregularidad torsional

La condición que se verificó es si en cualquiera de las direcciones el desplazamiento relativo incluyendo excentricidad es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio. En la tabla 53 se aprecian los cálculos realizados para el análisis de la irregularidad torsional en dirección X e Y con los resultados obtenidos del programa.

Tabla 53.

Análisis de irregularidad torsional en dirección X e Y.

DIRECCION X			
Story	Deriva máxima	Deriva promedio	Deriv. Máx/ Deriv. Prom.
N4	0.0049	0.0048	1.02
N3	0.0100	0.0097	1.03
N2	0.0136	0.0131	1.04
N1	0.0113	0.0109	1.04
DIRECCION Y			
N4	0.0162	0.0120	1.35
N3	0.0294	0.0219	1.34
N2	0.0378	0.0284	1.33
N1	0.0275	0.0212	1.30

De acuerdo con los resultados que se observan en las tablas, se concluye que el módulo I presenta irregularidad torsional en dirección Y.

b. Irregularidad torsional extrema

la condición que se presenta para este tipo de irregularidad es similar a la que se describió con el punto a, con la diferencia que el desplazamiento relativo incluyendo excentricidad es mayor que 1.5 veces el desplazamiento relativo promedio.

El módulo I no tiene irregularidad torsional extrema.

c. Esquinas entrantes

La condición que debe cumplir es que, las dimensiones en ambas direcciones son mayores que el 20% de la dimensión total.

Al verificar esta condición se pudo saber que el edificio para este módulo no presenta irregularidad de esquinas entrantes.

d. Discontinuidad del diafragma

Se considera irregular cuando los diafragmas presenten discontinuidades abruptas o cambios de rigidez mayores al 50%. Analizando este módulo se concluye que no tiene irregularidad de discontinuidad del diafragma.

e. Sistemas no paralelos

Para que una estructura sea considerada como irregular por sistemas paralelos cuando los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos, para este módulo no tenemos dicha irregularidad.

4.4.2.6 Verificación de Desplazamientos Laterales Permisibles.

Esta verificación se realizó de acuerdo con los parámetros establecidos en la norma y para una estructura irregular, indicando que para estructuras irregulares los desplazamientos laterales se multiplicaran por 0.85R. La tabla 54 muestran los desplazamientos inelásticos obtenidos del programa para las direcciones X e Y.

Tabla 54.*Desplazamientos laterales en dirección X e Y.*

DIRECCION X		
Story	Desplazamiento	LIMITE 0.007
N4	0.0066	CUMPLE
N3	0.0133	NO CUMPLE
N2	0.0181	NO CUMPLE
N1	0.0151	NO CUMPLE
DIRECCION Y		
N4	0.0162	NO CUMPLE
N3	0.0294	NO CUMPLE
N2	0.0378	NO CUMPLE
N1	0.0275	NO CUMPLE

4.4.3 Análisis Sísmico para el Módulo II

El análisis sísmico para este módulo contempla los mismos parámetros en el metrado de cargas de losa aligerada y metrado de cargas distribuidas en vigas que el que se realizó con la norma del año 2006.

4.4.3.1 Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes

Peso sísmico

El porcentaje para el cálculo es de 100% de la carga muerta (CM) y del 50% de la carga viva (CV) tal como el módulo I. En la tabla 55 se muestran los pesos sísmicos totales por cada nivel calculados por el programa.

Tabla 55.

Peso sísmico total de la edificación para cada nivel.

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf
N4	PESO=100% CM+50% CV	Bottom	188.28
N3	PESO=100% CM+50% CV	Bottom	470.48
N2	PESO=100% CM+50% CV	Bottom	755.49
N1	PESO=100% CM+50% CV	Bottom	1037.69

Fuerza cortante en la base

La fuerza cortante de la estructura se calculó para ambas direcciones X e Y, considerando los mismos datos que para el análisis del módulo II con la norma del año 2018, así lo muestra la tabla 56.

Tabla 56.

Fuerza cortante en dirección X e Y.

Parámetros	Dirección X	Dirección Y	
PESO EDIFICIO	1037.69	1037.69	ton
VEX=Z.U.C.S/R	0.18	0.18	Coefficiente Sismico
VEXX=	189.16	189.16	ton

4.4.3.2 Análisis Dinámico Modal Espectral.

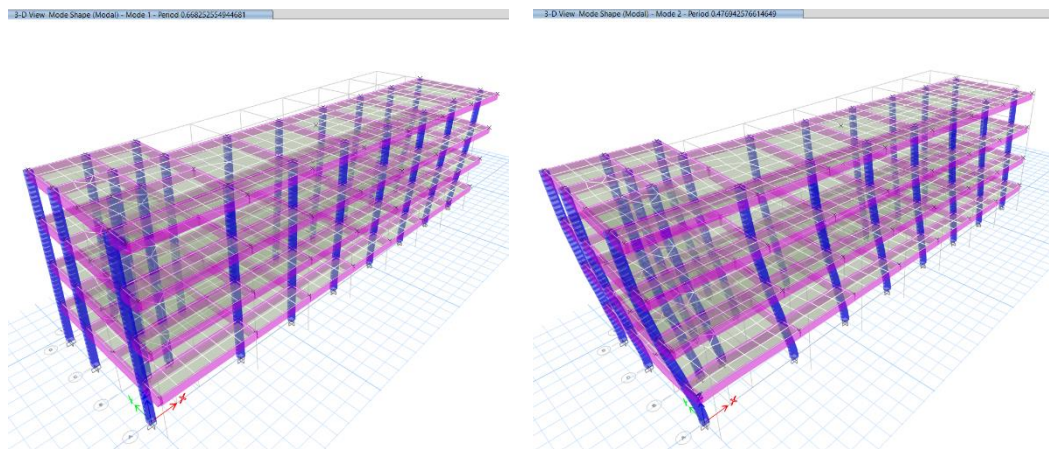
La construcción del espectro de respuesta incluye los mismos parámetros que para el módulo I y por ende es el mismo.

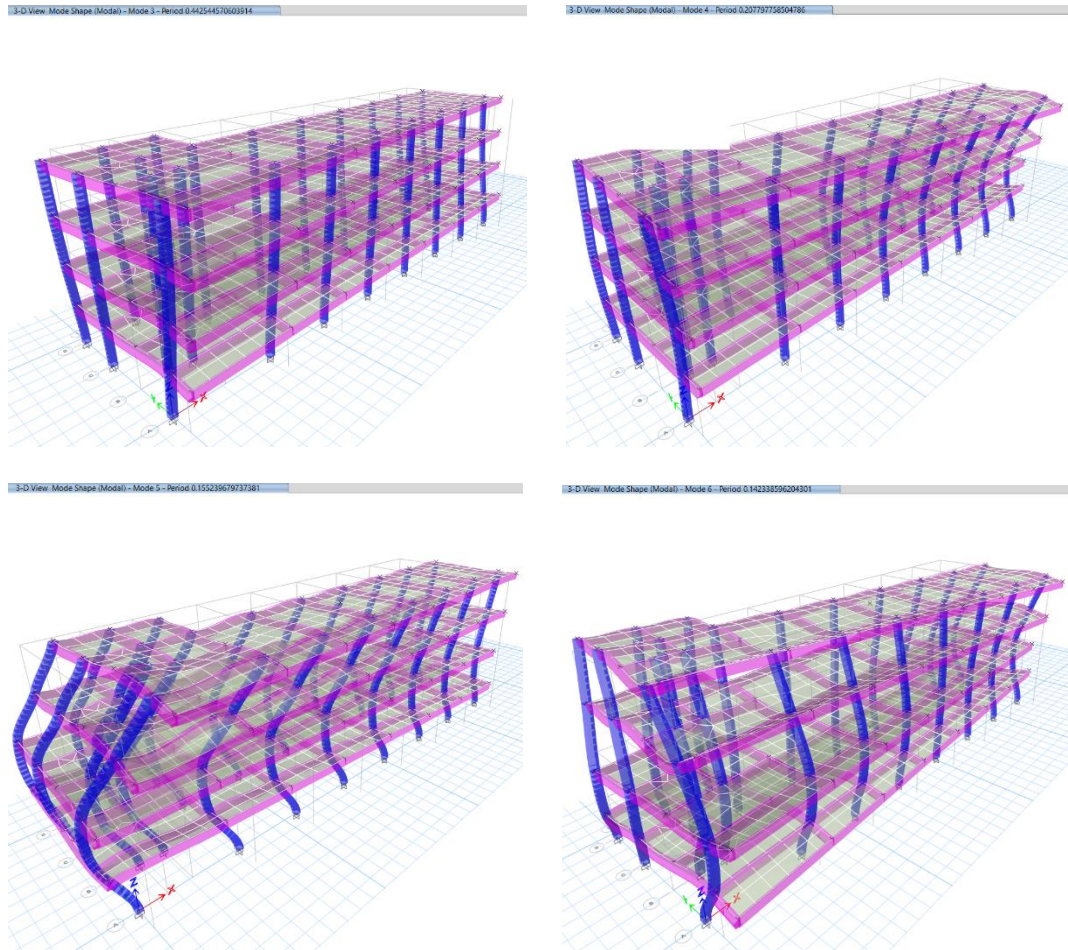
Modos de vibración

En la tabla 57 se puede observar los modos de vibración proporcionados por el programa para el módulo II; el modo de vibración uno pertenece a la dirección X y es traslacional, el modo de vibración dos pertenece a la dirección Y, siendo también traslacional y, por último, el modo de vibración tres pertenece a la dirección Z que es rotacional de acuerdo con el porcentaje de masa participativa en cada dirección.

Tabla 57.*Modos de vibración y periodos para el módulo II.*

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ
Modal	TY	0.668	0.005	0.5842	0	0.005	0.5842	0	0.1192	0.0011	0.2543
Modal	TX	0.477	0.6421	0.0921	0	0.647	0.6763	0	0.0188	0.1151	0.124
Modal	TRZ	0.443	0.2147	0.1672	0	0.8617	0.8434	0	0.0336	0.0356	0.4698
Modal	4	0.208	0.0007	0.0764	0	0.8624	0.9198	0	0.4792	0.0056	0.0322
Modal	5	0.155	0.0843	0.0086	0	0.9467	0.9284	0	0.057	0.6222	0.0091
Modal	6	0.142	0.016	0.0233	0	0.9627	0.9517	0	0.1599	0.1177	0.0652
Modal	7	0.115	0.0003	0.0268	0	0.9631	0.9784	0	0.0594	0.0007	0.0114
Modal	8	0.092	0.0272	0.002	0	0.9903	0.9805	0	0.0044	0.0554	0.0012
Modal	9	0.082	0.0024	0.0084	0	0.9927	0.9889	0	0.018	0.0049	0.0224
Modal	10	0.08	0.0002	0.0079	0	0.9928	0.9968	0	0.0351	0.0009	0.0035
Modal	11	0.07	0.0069	0.0006	0	0.9997	0.9974	0	0.0028	0.0393	0.0001
Modal	12	0.06	0.0003	0.0026	0	1	1	0	0.0126	0.0015	0.0067

Figura 27.*Forma de los seis primeros modos de vibración del módulo II.*



Aceleración espectral

El cálculo cumple con las mismas condiciones que el módulo I ya descrito, variando el factor de escala y tenemos:

FACTOR ESCALA =Z.U.S.g/R	1.431	Dirección X
FACTOR ESCALA =Z.U.S.g/R	1.431	Dirección Y

4.4.3.3 Análisis de Irregularidades Estructurales en Altura.

Para el módulo en análisis se siguieron las mismas condiciones ya descritas para todas las irregularidades estructurales en altura.

Irregularidad de rigidez – piso blando

El análisis se realizó en ambas direcciones X e Y, los resultados obtenidos mediante el programa se observan se puede observar en la tabla 58. Con estos resultados, se concluye que

el módulo II presenta irregularidad de piso blando en ambas direcciones, por lo que su factor de irregularidad será 0.75.

Tabla 58.

Análisis de irregularidad de piso blando en dirección X e Y.

DIRECCION X				
Story	Rigidez -X (K1) ton/m	Rigidez - X por piso (K2) ton/m	0.7*K2	0.8*K2
N4	26223.99	26223.99	18356.79	
N3	30819.19	4595.20	3216.64	8577.42
N2	32165.31	1346.13	942.29	
N1	43541.04	11375.73		
DIRECCION Y				
Story	Rigidez -Y (K1) ton/m	Rigidez - Y por piso	0.7*K2	0.8*K2
N4	9826.871	9826.87	6878.81	
N3	12169.41	2342.54	1639.78	3482.44
N2	13059.14	889.73	622.81	
N1	19895.10	6835.96		

Irregularidad de resistencia – piso débil

El análisis se realizó en ambas direcciones X e Y, los resultados obtenidos mediante el programa se observan en la tabla 59; en los cuales se puede apreciar que el módulo II no presenta irregularidad de piso débil en ninguna dirección de análisis.

Tabla 59.

Análisis de irregularidad de piso débil en dirección X e Y.

DIRECCION X		
Story	VX tonf	0.8*VX
N4	40.96	32.76
N3	93.63	74.90
N2	131.44	105.15
N1	150.32	
DIRECCION Y		
Story	VY tonf	0.8*VY
N4	34.26	27.41
N3	77.43	61.95
N2	107.75	86.20
N1	122.05	

c. Irregularidad extrema de rigidez

Los resultados obtenidos mediante el programa se observan en la tabla 60, de acuerdo con estos se concluye que el módulo II también presenta irregularidad extrema de rigidez en ambas direcciones, por lo que su factor de irregularidad será 0.60 siendo este el más desfavorable por lo que será tomado para el análisis.

Tabla 60.

Análisis de irregularidad extrema de rigidez en dirección X e Y.

DIRECCION X				
Story	Rigidez -X (K1) ton/m	Rigidez - X por piso (K2) ton/m	0.6*K2	0.7*K2
N4	26223.99	26223.99	15734.39	
N3	30819.19	4595.20	2757.12	7505.24
N2	32165.31	1346.13	807.68	
N1	43541.04	11375.73		
DIRECCION Y				
Story	Rigidez -Y (K1) ton/m	Rigidez - Y por piso	0.6*K2	0.7*K2
N4	9826.87	9826.87	5896.12	
N3	12169.41	2342.54	1405.52	3047.13
N2	13059.14	889.73	533.84	
N1	19895.10	6835.96		

d. Irregularidad extrema de resistencia

Los resultados obtenidos mediante el programa se observan en la tabla 61, los mismos que sirvieron para concluir que el módulo II no presenta irregularidad extrema de resistencia en ninguna dirección analizada.

Tabla 61.

Análisis de irregularidad extrema de resistencia en dirección X e Y.

DIRECCION X		
Story	VX tonf	0.65*VX
N4	40.96	26.62
N3	93.63	60.86
N2	131.44	85.43
N1	150.32	
DIRECCION Y		
Story	VX tonf	0.65*VX
N4	34.26	22.27
N3	77.43	50.33
N2	107.75	70.04
N1	122.05	

e. Irregularidad de masa o peso

El análisis de la condición que describe esta irregularidad se muestra en la tabla 62 con resultados obtenidos del programa.

Tabla 62.

Análisis de irregularidad de masa.

Story	MASA POR NIVEL TON	> 1.5 veces
N4	188.2782	
N3	282.1974	1.0
N2	285.0187	
N1	282.1974	

f. Irregularidad geométrica vertical

Analizando la condición descrita se concluye que el módulo en análisis no presenta irregularidad geométrica vertical.

g. Discontinuidad en los sistemas resistentes

Analizando la condición que establece la norma técnica actual se concluye que el módulo en análisis no presenta irregularidad de discontinuidad en los sistemas resistentes.

h. Discontinuidad extrema en los sistemas resistentes

Al concluir que no presenta la discontinuidad descrita en el punto g, significa que tampoco presentara discontinuidad extrema en los sistemas resistentes.

4.4.3.4 Análisis de Irregularidades Estructurales en Planta

a. Irregularidad torsional

En la tabla 63 que se presentan a continuación se aprecian los cálculos realizados para el análisis de la irregularidad torsional en dirección X e Y con los resultados obtenidos del programa.

Tabla 63.

Análisis de irregularidad torsional en dirección X e Y.

DIRECCION X			
Story	Deriva máxima	Deriva promedio	Deriv. Máx/ Deriv. Prom.
N4	0.0028	0.0027	1.05
N3	0.0054	0.0052	1.04
N2	0.0072	0.0069	1.04
N1	0.0061	0.0059	1.03
DIRECCION Y			
N4	0.0124	0.0079	1.57
N3	0.0227	0.0144	1.57
N2	0.0293	0.0187	1.57
N1	0.0215	0.0139	1.55

b. Irregularidad torsional extrema

La tabla 63 nos muestra que la dirección Y para este módulo presenta irregularidad torsional extrema.

c. Esquinas entrantes

Al verificar la condición descrita anteriormente se pudo identificar que el edificio para este módulo si presenta irregularidad de esquinas entrantes.

d. Discontinuidad del diafragma

Se analizó este módulo y se concluyó que no tiene irregularidad de discontinuidad del diafragma.

e. Sistemas no paralelos

Este módulo no presenta dicha irregularidad.

4.4.3.5 Verificación de Desplazamientos Laterales Permisibles.

Esta verificación se realizó de acuerdo con los parámetros establecidos en la norma y para una estructura irregular, la cual al mismo tiempo indica que para estructuras irregulares los desplazamientos laterales se multiplicaran por 0.85R. La tabla 64 muestran los desplazamientos inelásticos obtenidos del programa para las direcciones X e Y.

Tabla 64.

Desplazamientos laterales en dirección X e Y.

DIRECCION X		
Story	Desplazamiento	LIMITE 0.007
N4	0.0045	CUMPLE
N3	0.0086	NO CUMPLE
N2	0.0116	NO CUMPLE
N1	0.0097	NO CUMPLE
DIRECCION Y		
N4	0.0248	NO CUMPLE
N3	0.0453	NO CUMPLE
N2	0.0586	NO CUMPLE
N1	0.0430	NO CUMPLE

4.4.4 Análisis Sísmico para la Escalera

El análisis sísmico de la escalera contempla las mismas características de predimensionamiento y asignación de cargas que se usó para la verificación utilizando la norma del año 2006, la variación que existiría aquí son los parámetros sísmicos en concordancia con la norma técnica E.030 del año 2018.

4.4.4.1 Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes.

Al igual que para los dos módulos anteriores, para la escalera se realizó un análisis estático y así conocer su comportamiento en el rango lineal, considerando los mismos parámetros sísmicos.

Peso sísmico

El cálculo del peso sísmico incluyó como para los dos módulos el 100% de la carga muerta (CM) y el 50% de la carga viva (CV), en la tabla 65 se muestran los pesos sísmicos totales por cada nivel calculado por el programa.

Tabla 65.

Peso sísmico total de la escalera para cada nivel.

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf
N4	PESO=100%CM+50%CV	Bottom	30.53
N3	PESO=100%CM+50%CV	Bottom	87.11
N2	PESO=100%CM+50%CV	Bottom	143.69
N1	PESO=100%CM+50%CV	Bottom	200.28

Fuerza cortante en la base

Considerando los mismos parámetros que para ambos módulos se calculó la fuerza cortante en ambas direcciones. Así lo muestran la tabla 66.

Tabla 66.

Fuerza cortante en dirección X e Y para escalera.

Parámetros	Dirección X	Dirección Y	
PESO EDIFICIO	200.28	200.28	ton
VEX=Z.U.C.S/R	0.16	0.16	Coefficiente Sismico
VEXX=	32.86	32.86	ton

4.4.4.2 Análisis Dinámico Modal Espectral.

Se usó el mismo espectro de respuesta inelástico que en los dos módulos anteriores analizados con la norma actual.

Modos de vibración

En la tabla 67 se puede observar los modos de vibración proporcionados por el programa para la escalera; el modo de vibración uno pertenece a la dirección Z y es rotacional, el modo de vibración dos pertenece a la dirección Y, es decir; es traslacional y, por último, el modo de vibración tres pertenece a la dirección X y es traslacional de acuerdo con el porcentaje de masa participativa actuante en cada dirección.

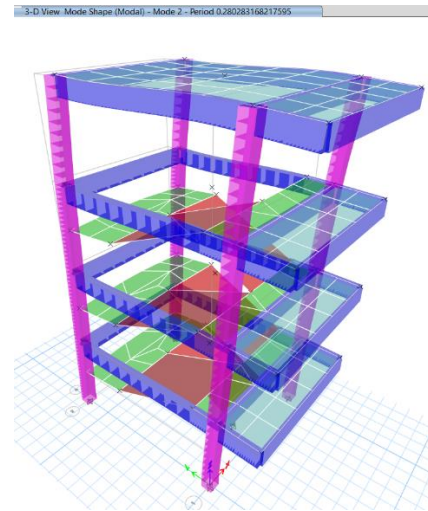
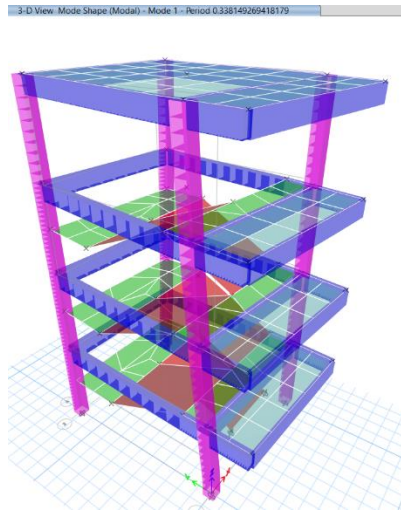
Tabla 67.

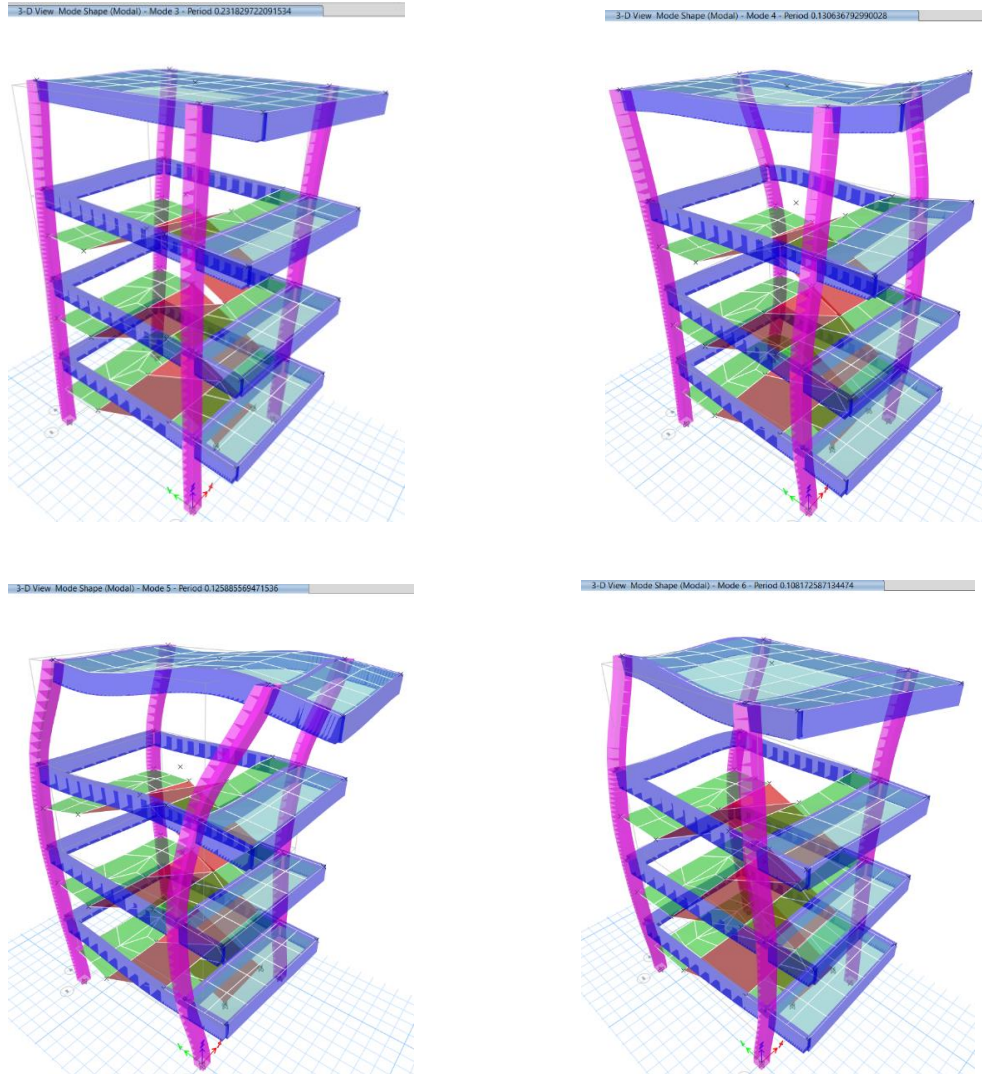
Modos de vibración para escalera.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ
Modal	TRZ	0.338	0.2032	0.0011	0	0.2032	0.0011	0	0.0005	0.0961	0.6233
Modal	TY	0.28	0.0006	0.7595	0	0.2038	0.7606	0	0.2988	0.0001	0.002
Modal	TX	0.232	0.5007	0.0004	0	0.7045	0.761	0	0.0005	0.2583	0.2029
Modal	4	0.131	0.0231	0.0674	0	0.7276	0.8284	0	0.1433	0.0598	0.0342
Modal	5	0.126	0.0686	0.0666	0	0.7962	0.895	0	0.1758	0.0929	0.0064
Modal	6	0.108	0.0784	0.0054	0	0.8746	0.9005	0	0.0199	0.1111	0.0604
Modal	7	0.075	0.0168	0.0002	0	0.8914	0.9006	0	0.0004	0.0512	0.0264
Modal	8	0.066	0.0002	0.0651	0	0.8916	0.9657	0	0.2583	0.0011	0.0005
Modal	9	0.056	0.0457	0.0001	0	0.9373	0.9659	0	0.0012	0.1596	0.0228
Modal	10	0.053	0.0155	7.94E-06	0	0.9528	0.9659	0	5.47E-06	0.0435	0.0021
Modal	11	0.043	0.0003	0.0131	0	0.9531	0.9789	0	0.0309	0.0008	0.0006
Modal	12	0.037	0.0198	0.0003	0	0.9729	0.9792	0	0.0013	0.0509	0.0057

Figura 28.

Forma de los seis primeros modos de vibración de la escalera.





Aceleración espectral

Se calculó en base a la ecuación presentada anteriormente por ambas normas; además, la aceleración espectral será un factor de escala multiplicado por el factor de amplificación sísmica como ya se mencionó.

FACTOR ESCALA = $Z \cdot U \cdot S \cdot g / R$	0.644	Dirección X
FACTOR ESCALA = $Z \cdot U \cdot S \cdot g / R$	0.644	Dirección Y

3.4.4.3 Verificación de Irregularidades Estructurales en Altura.

Todas las condiciones de cada una de las irregularidades estructurales en altura fueron las mismas tanto para los dos módulos como para la verificación de la escalera.

a. Irregularidad de rigidez – piso blando

En relación con la tabla 68 que se presenta y siguiendo condiciones ya mencionadas, se tiene que la escalera no presenta irregularidad de piso blando.

Tabla 68.

Análisis de irregularidad de piso blando en dirección X e Y.

DIRECCION X				
Story	Rigidez -X (K1) ton/m	Rigidez - X por piso (K2) ton/m	0.7*K2	0.8*K2
N4	4311.39	4311.39	3017.97	
N3	11778.10	7466.71	5226.70	4953.72
N2	18576.44	6798.34	4758.84	
N1	24794.53	6218.10		
DIRECCION Y				
Story	Rigidez -Y (K1) ton/m	Rigidez - Y por piso	0.7*K2	0.8*K2
N4	4171.52	4171.52	2920.06	
N3	13938.58	9767.07	6836.95	5572.09
N2	20895.32	6956.74	4869.72	
N1	27144.64	6249.32		

b. Irregularidad de resistencia – piso débil

El análisis se realizó en ambas direcciones X e Y, los resultados obtenidos mediante el programa se observan en la tabla 69; en los cuales se puede apreciar que la escalera no presenta irregularidad de piso débil en ninguna dirección de análisis.

Tabla 69.

Análisis de irregularidad de piso débil en dirección X e Y.

DIRECCION X		
Story	VX tonf	0.8*VX
N4	6.33	5.07
N3	11.95	9.56
N2	16.12	12.89
N1	18.03	
DIRECCION Y		
Story	VY tonf	0.8*VY
N4	7.81	6.25
N3	15.54	12.43
N2	21.51	17.21
N1	24.43	

c. Irregularidad extrema de rigidez

Los resultados obtenidos de la tabla 68 muestran que no existe irregularidad de rigidez, por lo tanto, la escalera tampoco presentara irregularidad extrema de rigidez, esto se observa en la tabla 70.

Tabla 70.

Análisis de irregularidad extrema de rigidez en dirección X e Y.

DIRECCION X				
Story	Rigidez -X (K1) ton/m	Rigidez - X por piso (K2) ton/m	0.6*K2	0.7*K2
N4	4311.39	4311.39	2586.83	
N3	11778.10	7466.71	4480.03	4334.50
N2	18576.44	6798.34	4079.00	
N1	24794.53	6218.10		
DIRECCION Y				
Story	Rigidez -Y (K1) ton/m	Rigidez - Y por piso	0.6*K2	0.7*K2
N4	4171.52	4171.52	2502.91	
N3	13938.58	9767.07	5860.24	4875.57
N2	20895.32	6956.74	4174.04	
N1	27144.64	6249.32		

d. Irregularidad extrema de resistencia

Los resultados obtenidos de la tabla 69 muestran que la escalera no presenta irregularidad de resistencia, por lo tanto, tampoco presentara irregularidad extrema de resistencia así lo muestra la tabla 71.

Tabla 71.

Análisis de irregularidad extrema de resistencia en dirección X e Y.

DIRECCION X		
Story	VX tonf	0.65*VX
N4	6.33	4.12
N3	11.95	7.77
N2	16.12	10.48
N1	18.03	
DIRECCION Y		
Story	VY tonf	0.65*VY
N4	7.81	5.08
N3	15.54	10.10
N2	21.51	13.98
N1	24.43	

e. Irregularidad de masa o peso

Al analizar la condición propuesta por la norma actual se concluye que la escalera no presenta irregularidad de masa o peso y esto lo muestra la tabla 72.

Tabla 72.

Análisis de irregularidad de masa.

Story	MASA POR NIVEL TON	> 1.5 veces
N4	30.53	
N3	56.58	1.0
N2	56.58	
N1	56.58	

f. Irregularidad geométrica vertical

Analizando la condición descrita se concluye que la escalera no presenta irregularidad geométrica vertical.

g. Discontinuidad en los sistemas resistentes

Analizando la condición que establece la norma técnica actual se concluye que la escalera no presenta irregularidad de discontinuidad en los sistemas resistentes.

h. Discontinuidad extrema en los sistemas resistentes

Al concluir que no presenta la discontinuidad descrita en el punto g, significa que tampoco presentara discontinuidad extrema en los sistemas resistentes.

4.4.4.4 Análisis de Irregularidades Estructurales en Planta

a. Irregularidad torsional

En la tabla 73 que se presentan a continuación se aprecian los cálculos realizados para el análisis de la irregularidad torsional en dirección X e Y con los resultados obtenidos del programa, en que se concluye que la escalera no tiene irregularidad torsional.

Tabla 73.

Análisis de irregularidad torsional en dirección X e Y.

DIRECCION X			
Story	Deriva máxima	Deriva promedio	Deriv. Máx/ Deriv. Prom.
N4	0.0030	0.0029	1.04
N3	0.0027	0.0023	1.16
N2	0.0033	0.0026	1.25
N1	0.0022	0.0019	1.13
DIRECCION Y			
N4	0.0039	0.0037	1.05
N3	0.0022	0.0022	1.02
N2	0.0025	0.0024	1.03
N1	0.0023	0.0022	1.03

b. Irregularidad torsional extrema

La tabla 73 nos muestra que ninguna de las direcciones presenta irregularidad torsional, por lo que la escalera tampoco presentara irregularidad extrema de rigidez.

c. Esquinas entrantes

Al verificar la condición descrita anteriormente se pudo identificar que la escalera es regular y, por lo tanto, no presenta irregularidad de esquinas entrantes.

d. Discontinuidad del diafragma

La escalera no tiene irregularidad de discontinuidad del diafragma.

e. Sistemas no paralelos

No se presenta dicha irregularidad para la escalera.

4.4.4.5 Verificación de Desplazamientos Laterales Permisibles.

Esta verificación se realizó de acuerdo con los parámetros establecidos en la norma y para una estructura regular, la cual al mismo tiempo indica que para estructuras irregulares los desplazamientos laterales se multiplicaran por 0.75R. La tabla 74 muestran los desplazamientos inelásticos obtenidos del programa para las direcciones X e Y.

Tabla 74.

Desplazamientos laterales en dirección X e Y.

DIRECCION X		
Story	Desplazamiento	LIMITE 0.007
N4	0.0030	CUMPLE
N3	0.0027	CUMPLE
N2	0.0033	CUMPLE
N1	0.0022	CUMPLE
DIRECCION Y		
N4	0.0039	CUMPLE
N3	0.0022	CUMPLE
N2	0.0025	CUMPLE
N1	0.0023	CUMPLE

4.5 Objetivo de Desempeño

Debido a que el edificio único de la Universidad Alas Peruanas – Jaén es una edificación existente se vio por conveniente evaluarla con los niveles de peligros sísmico BSE-1E y BSE-2E, los cuales para la categoría de riesgo a la que pertenece esta edificación de acuerdo con ASCE 7-10 es la categoría IV la misma que equivale a la categoría A2 para edificaciones dada por la norma E.030-2018 por ser de uso esencial, por esto les corresponde un nivel de desempeño sísmico de Ocupación inmediata (1-B) y Seguridad de vida (3-C) respectivamente. Así mismo; como lo indica a tabla 2 el edificio fue evaluado para un objetivo de desempeño básico.

4.6 Peligro Sísmico

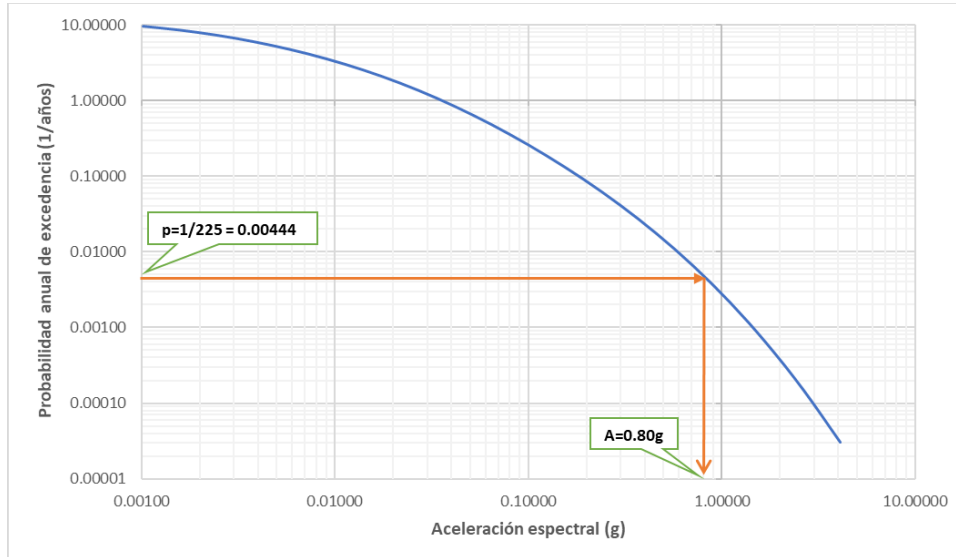
Para cumplir con el objetivo de desempeño se seleccionaron los niveles de peligros sísmicos BSE-1E (sismo de seguridad básica para edificios existentes -nivel 1) y BSE-2E (sismo de seguridad básica para edificios existentes -nivel 2), los cuales para ser representados requirieron de espectros de respuesta de aceleración con un 5% de amortiguamiento y a su vez, de parámetros de aceleración de respuesta espectral para periodos cortos de 0.2 segundos y periodos largos de 1.0 segundos. Esto fue posible gracias al Servicio Web de consultas para la determinación del peligro sísmico en el país que forma parte de la página de SENCICO; la información que nos brindó este servicio web incluyó curvas de probabilidad anual de excedencia vs aceleración espectral para los periodos ya mencionados.

Sismo de seguridad básica para edificios existentes BSE-1E (20% en 50 años, periodo de retorno 225 años), Parámetro de aceleración de respuesta espectral para periodos cortos (S_s):

$$S_s = 0.80g$$

Figura 29.

Curva de probabilidad anual de excedencia para un periodo de 0.2 s con 5% de amortiguamiento y 20 % de probabilidad de excedencia en 50 años.

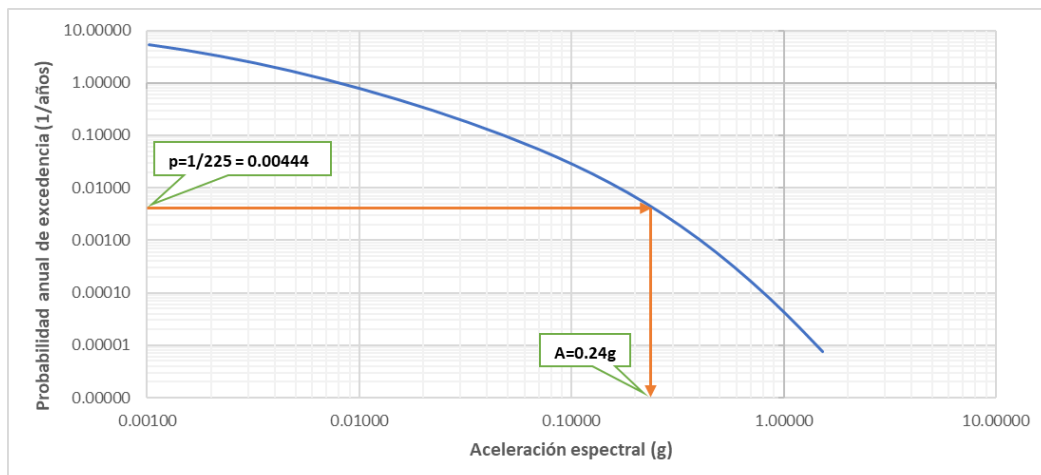


Parámetro de aceleración de respuesta espectral para periodos de 1-s:

$$S1 = 0.24 \text{ g}$$

Figura 30.

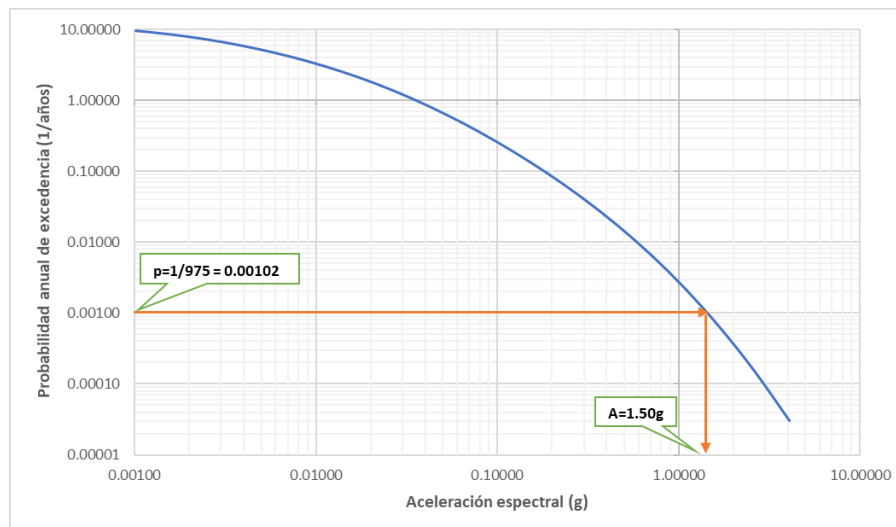
Curva de probabilidad anual de excedencia para un periodo de 1.0 s con 5% de amortiguamiento y 20 % de probabilidad de excedencia en 50 años.



Sismo de seguridad básica para edificios existentes BSE-2E (5% en 50 años, periodo de retorno 975 años), Parámetro de aceleración de respuesta espectral para periodos cortos $S_s = 1.50 \text{ g}$

Figura 31.

Curva de probabilidad anual de excedencia para un periodo de 0.2 s con 5% de amortiguamiento y 5 % de probabilidad de excedencia en 50 años.

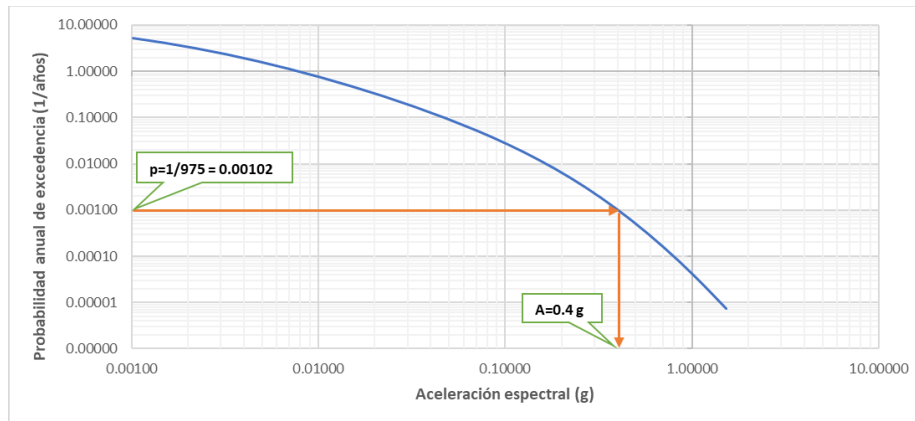


Parámetro de aceleración de respuesta espectral para periodos de 1-s:

$$S_1 = 0.4 \text{ g}$$

Figura 32.

Curva de probabilidad anual de excedencia para un periodo de 1.0 s con 5% de amortiguamiento y 5 % de probabilidad de excedencia en 50 años.



Ajustes para la clase de sitio

La norma ASCE 7 define a las clases de sitio como A, B, C, D y E según parámetros que son parecidos a los que establece la Norma E.030-2018. Tomando en cuenta las propiedades geotécnicas que fueron descritas anteriormente se clasificó el sitio como clase E ya que a este le corresponden características como que la velocidad de onda de corte del perfil de suelo debe ser menor a 183 m/s, estratos de arcilla blanda, etc.

Con la clasificación de la clase de sitio, es necesario determinar la aceleración de respuesta espectral de diseño para periodos cortos y largos (S_{xs} y S_{x1}) que dependen de los coeficientes F_a y F_v y sus valores se muestran en las tablas 75 y 76, los cuales se ajustan a las condiciones del suelo y a su vez a los parámetros de aceleración de respuesta espectral (S_s y S_1). Esto se realizó para cada nivel de peligro sísmico.

$$S_{xs} = F_a \cdot S_s$$

$$S_{x1} = F_v \cdot S_1$$

Tabla 75.*Valores de Fa para periodos cortos Ss.*

Clases de sitio	Aceleración espectral para periodos cortos Ss				
	$Ss \leq 0.25$	$Ss = 0.50$	$Ss = 0.75$	$Ss = 1.0$	$Ss \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9

Tabla 76.*Valores de Fv para periodos cortos de 1-s o S1.*

Clases de sitio	Aceleración espectral para periodos cortos 1-s				
	$S1 \leq 0.1$	$S1 = 0.2$	$S1 = 0.3$	$Ss = 0.4$	$S1 \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4

A continuación, se presenta la tabla 77 de forma resumida con todos los valores calculados, en caso de los valores de Fa y Fv fue necesario la interpolación lineal para valores intermedios de Ss y 1-s.

Tabla 77.

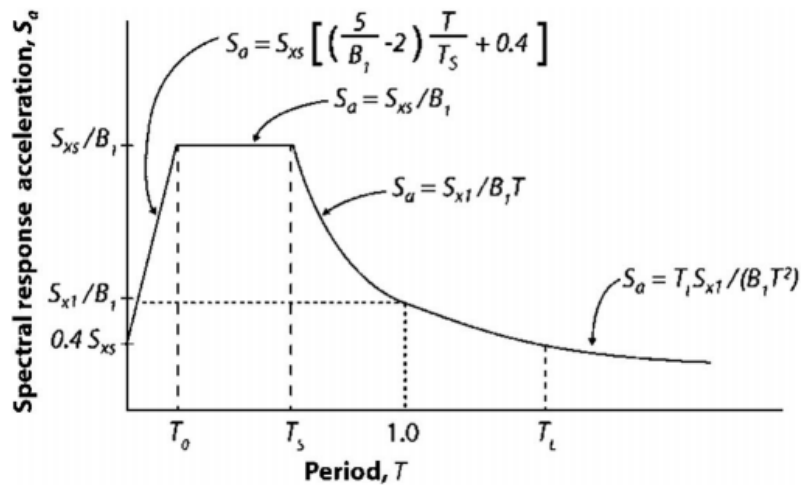
Parámetros de aceleración espectral de diseño para los niveles de peligro sísmico BSE-1E y BSE-2E.

Nivel de peligro sísmico	Ss	S1	Fa	Fv	Sxs	Sx1
BSE-1E	0.80	0.24	1.14	3.04	0.91	0.73
BSE-2E	1.50	0.40	0.9	2.40	1.35	0.96

En base a los resultados obtenidos se construyó un espectro de respuesta general que fue elaborado siguiendo las ecuaciones presentadas en ASCE 41-17 tal como lo muestra la figura 33.

Figura 33.

Espectro de respuesta horizontal general.

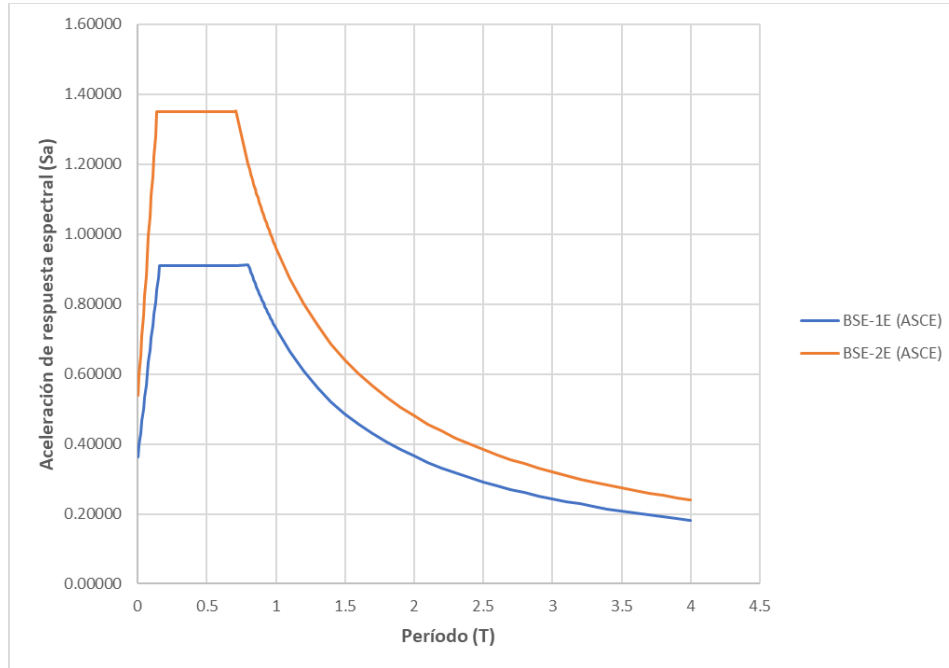


Nota: Tomada de fig. 2-1 Espectro de respuesta horizontal general (pág. 27), por ASCE 41-17, copyrigh ASCE.

También; es preciso mencionar que para el parámetro T_L se consideró un valor mínimo de 4 segundos. En la figura 34 se muestra el espectro de aceleraciones para los niveles de peligro sísmico que se escogió.

Figura 34.

Espectro de respuesta general para el edificio único de la Universidad Alas Peruanas – Jaén con los niveles de peligro sísmico BSE-1E y BSE-2E.



Además; la norma técnica peruana E.030 solo brinda un nivel de peligro sísmico que está en base a un sismo con 10% de probabilidad de excedencia en 50 años, el cual es necesario incrementar de acuerdo con el factor de uso de la edificación. En esta evaluación teniendo en cuenta la norma E.030 para el módulo I, módulo II y escalera se consideró $U=1.5$ para la construcción del espectro el cual representa la demanda sísmica máxima y fueron usados para la evaluación; y a su vez se consideró un coeficiente de reducción $R=1$ debido a que la evaluación consideró la respuesta inelástica de la estructura.

En las figuras 35 y 36 se presenta una comparación entre los dos espectros de la norma ASCE 41 y la norma E.030, en donde se observan que ambas son muy similares.

Figura 35.

Espectros de aceleraciones nivel BSE-1E para ASCE 41 y E.030.

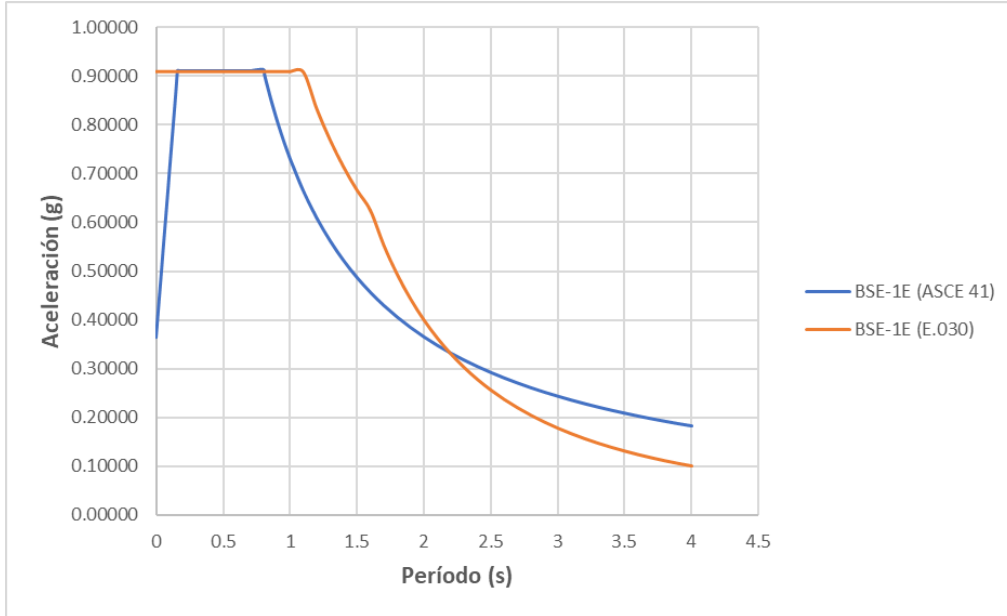
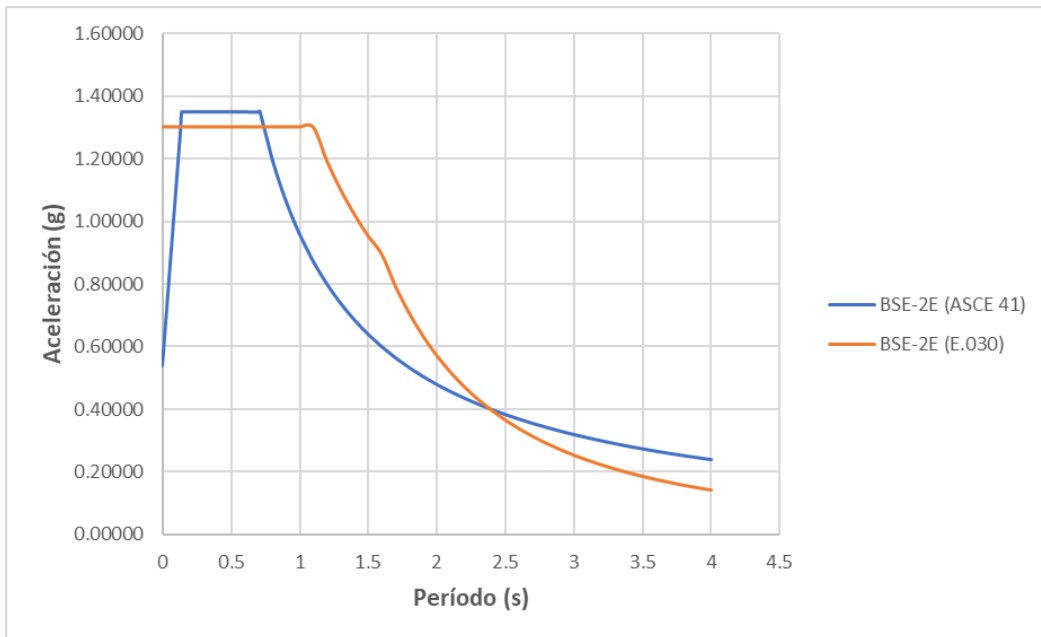


Figura 36.

Espectros de aceleraciones nivel BSE-2E para ASCE 41 y E.030.



4.7 Evaluación de Desempeño Sísmico

4.7.1 Nivel 1: Detección

En este nivel se realizó el llenado de las listas de verificación a través de una visita rápida de campo para conocer el estado de los componentes, dichas listas de verificación de acuerdo con ASCE 41-17 fueron clasificadas de acuerdo al tipo de sistema estructural; el módulo I, modulo II y la escalera que componen el edificio de la Universidad Alas Peruanas – Jaén en base a su clasificación de uso y características principales le corresponde la lista de verificación estructural para edificios tipo C-1: pórticos de concreto resistentes a momento.

También; fue necesario un análisis de verificación rápida de algunos componentes estructurales para determinar su rigidez y resistencia con la finalidad de conocer si el edificio cumple o no con los criterios que establecen las listas de verificación. Para ello se consideró los niveles de peligro sísmico BSE-1E y BSE-2E.

4.7.2 Análisis de Verificación Rápida

4.7.2.1 Fuerza Sísmica.

La norma ASCE 41-17 presenta la siguiente ecuación para el cálculo de la pseudo fuerza sísmica horizontal.

$$V = C \cdot S_a \cdot W$$

Donde:

V: pseudo fuerza sísmica.

W: peso sísmico efectivo del edificio.

Sa: aceleración de respuesta espectral.

C: Factor de modificación que relaciona el desplazamiento inelástico y el desplazamiento lineal elástico.

Factor de modificación C

Este factor varía de acuerdo con el tipo de edificación y el número de pisos, la tabla 78 muestra cada uno de sus valores. Al edificio de la Universidad Alas Peruanas le corresponde $C = 1.0$ por tener 4 niveles.

Tabla 78.

Valores del factor de modificación C.

Tipo de edificio	Número de pisos			
	1	2	3	≥ 4
Madera	1.3	1.1	1.0	1.0
Pórticos resistentes a momento	1.3	1.1	1.0	1.0
Muros de corte	1.4	1.2	1.1	1.0
Pórticos arriostrados	1.4	1.2	1.1	1.0
Albañilería sin refuerzo	1.0	1.0	1.0	1.0
Diagramas flexibles	1.0	1.0	1.0	1.0

Aceleración de respuesta espectral

Se representa mediante la siguiente ecuación:

$$S_a = S_x1 / T$$

Donde T, es el periodo fundamental y se calcula de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$T = C_1 * h_n^{\beta}$$

En donde:

$C_1 = 0.018$ para pórticos resistentes a momento de concreto (Tipo C1).

H_n = altura de la base al nivel de techo (pies)

$\beta = 0.90$ para pórticos resistentes a momento de concreto (Tipo C1).

Entonces, el sistema resistente a fuerzas sísmicas al ser pórticos de concreto armado en las dos direcciones el periodo será:

$$T = 0.018 \cdot 39.3701^{0.90} = 0.490 \text{ seg}$$

Ahora se puede calcular la aceleración espectral:

$$S_a = 0.73/0.49 = 1.49 \text{ g (BSE-1E)}$$

$$S_a = 0.96/0.49 = 1.96 \text{ g (BSE-2E)}$$

Peso sísmico

Como ya menciono, se usó el 100% de la carga muerta y el 50% de la carga viva, además de la asignación de cargas vivas de acuerdo con la normativa E.020. En la tabla 79 se aprecia el peso sísmico por niveles del módulo I, modulo II y escalera.

Tabla 79.

Peso sísmico por niveles.

Niveles	Peso sísmico		
	Modulo I	Modulo II	Escalera
N4	185.444	188.278	30.5273
N3	284.658	282.197	56.5834
N2	284.783	285.019	56.5834
N1	286.008	282.197	56.5835
TOTAL	1040.894	1037.692	200.278

Por lo que, la pseudo fuerza horizontal será:

Para BSE-1E:

$$V = 1.0 \times 0.91 \times 1040.89 = 947.21 \text{ ton (Módulo I)}$$

$$V = 1.0 \times 0.91 \times 1037.69 = 944.30 \text{ ton (Módulo II)}$$

$$V = 1.0 \times 0.91 \times 200.28 = 182.25 \text{ ton (Escalera)}$$

Para BSE-2E:

$$V = 1.0 \times 1.35 \times 1040.89 = 1405.20 \text{ ton (Módulo I)}$$

$$V = 1.0 \times 1.35 \times 1037.69 = 1400.88 \text{ ton (Módulo II)}$$

$$V = 1.0 \times 1.35 \times 200.28 = 270.38 \text{ ton (Escalera)}$$

Fuerza sísmica por piso

Para la fuerza sísmica en cada piso se utilizó la fórmula que presenta ASCE 41-17 en la sección 4.4.2.2; se realizó para ambos niveles de peligro sísmico y para el módulo I, módulo II y escalera así lo muestran las siguientes tablas 80 y 81.

Para BSE-1E:

Tabla 80.*Fuerza sísmica por piso para el módulo I (nivel de peligro sísmico BSE-IE).*

MÓDULO I					
NIVEL	PESO POR NIVEL TON	Alturas m	$w_i \cdot h_i^k$	Fx ton	Vj ton
N1	1040.89	3.00	3122.68	209.65	947.21
N2	754.89	6.00	4529.31	304.09	737.56
N3	470.10	9.00	4230.92	284.06	433.46
N4	185.44	12.00	2225.33	149.41	149.41
Σ			14108.25	947.21	
MÓDULO II					
N1	1037.69	3.00	3113.08	207.90	944.30
N2	755.49	6.00	4532.97	302.73	736.40
N3	470.48	9.00	4234.28	282.78	433.67
N4	188.28	12.00	2259.34	150.89	150.89
Σ			14139.66	944.30	
ESCALERA					
N1	200.28	3.00	600.83	41.90	182.25
N2	143.69	6.00	862.16	60.13	140.35
N3	87.11	9.00	784.00	54.67	80.22
N4	30.53	12.00	366.33	25.55	25.55
Σ			2613.32	182.25	

Para BSE-2E:

Tabla 81.

Fuerza sísmica por piso para el módulo I (nivel de peligro sísmico BSE-2E).

MÓDULO I					
NIVEL	PESO POR NIVEL TON	Alturas m	$w_i \cdot h_i^k$	F_x ton	V_j ton
N1	1040.89	3.00	3122.68	311.02	1405.20
N2	754.89	6.00	4529.31	451.13	1094.18
N3	470.10	9.00	4230.92	421.41	643.05
N4	185.44	12.00	2225.33	221.65	221.65
Σ			14108.25	1405.20	
MÓDULO II					
N1	1037.69	3.00	3113.08	308.43	1400.88
N2	755.49	6.00	4532.97	449.10	1092.45
N3	470.48	9.00	4234.28	419.51	643.35
N4	188.28	12.00	2259.34	223.84	223.84
Σ			14139.66	1400.88	
ESCALERA					
N1	200.28	3.00	600.83	62.16	270.38
N2	143.69	6.00	862.16	89.20	208.22
N3	87.11	9.00	784.00	81.11	119.02
N4	30.53	12.00	366.33	37.90	37.90
Σ			2613.32	270.38	

4.7.2.2 Verificación Rápida de Rigidez y Resistencia.

Dicha verificación fue realizada para los elementos verticales tales como columnas en el nivel más crítico, en este caso se tomó como nivel más crítico el segundo nivel tanto para el módulo I, módulo II y escalera. Se distribuyeron las fuerzas pseudo sísmicas en las columnas en base a su rigidez relativa tal como lo muestra la tabla 82. También, se consideró que dichos elementos están biempotrados en su base, así tenemos la tabla 83.

Tabla 82.

Rigidez lateral para columnas del SRFs (sistema resistente a fuerzas sísmicas).

Elemento	Cant.	Dirección				X		Y			
		Largo (m)	Ancho (m)	Altura (m)	I _x (m ⁴)	I _y (m ⁴)	Rigidez lateral (K)	Rigidez relativa (Kr)	Rigidez lateral (K)	Rigidez relativa (Kr)	
Módulo I	C-1	21	0.40	0.40	3.00	0.0021	0.0021	42728.56	1.49%	42728.56	1.49%
Módulo II	C-2	22	0.40	0.40	3.00	0.0021	0.0021	44763.25	1.56%	44763.25	1.56%
Escalera	C-3	4	0.40	0.40	3.00	0.0021	0.0021	8138.77	0.28%	8138.77	0.28%

Tabla 83.

Fuerza cortante de columnas en el segundo nivel.

	Fuerza pseudo horizontal (V)		Rigidez relativa (Kr)	Cortante (V _j =V*Kr)	
	BSE-1E	BSE-2E		BSE-1E	BSE-2E
Módulo I	947.51	1405.20	1.49%	14.12	20.94
Módulo II	944.30	1400.88	1.56%	14.73	21.85
Escalera	182.25	270.38	0.28%	0.51	0.76

Esfuerzo cortante de columnas en pórticos de concreto armado

Para el nivel de desempeño Ocupación inmediata el esfuerzo cortante promedio debe cumplir lo establecido en las listas de verificación y para ello se hizo uso de la siguiente ecuación:

$$v_j^{avg} = \frac{1}{1.30} \left(\frac{n_c}{n_c - n_f} \right) \left(\frac{V_j}{A_c} \right)$$

En la siguiente tabla 84 se observa el cálculo de acuerdo con la fórmula presentada el esfuerzo cortante promedio.

Tabla 84.*Esfuerzo cortante promedio para el módulo I.*

MÓDULO I							
Dirección	Esfuerzo cortante promedio en el piso j (Vj ^{avg}) en Mpa		N° de columnas (nc)	N° de pórticos (nf)	Suma de sección transversal (Ac)	Cortante en el piso (Vj)	
	BSE-1E	BSE-2E				BSE-1E	BSE-2E
X	0.39	0.58	21	16	3.36	947.51	1405.20
Y	0.22	0.32	21	12	3.36	947.51	1405.20
MÓDULO II							
X	0.49	0.69	22	18	3.52	944.3	1400.88
Y	0.20	0.29	22	12	3.52	944.3	1400.88
ESCALERA							
X	0.19	0.28	4	2	0.64	182.25	270.38
Y	0.19	0.28	4	2	0.64	182.25	270.38

Esfuerzo axial en columnas causado por volteo

Debe cumplir con lo especificado en las listas de verificación, las cuales para el nivel de desempeño ocupación inmediata establecen la siguiente formula.

$$p_{ot} = \frac{1}{1.3} * \left(\frac{2}{3} * \frac{V * h_n}{L * n_f} \right) \left(\frac{1}{A_{col}} \right)$$

En la tabla que se presenta a continuación se observa el cálculo de esfuerzo axial haciendo uso de la formula.

Tabla 85.*Esfuerzo axial en columnas para el módulo I.*

MÓDULO I								
Dirección	Esfuerzo axial (Pot) en Mpa		N° de pórticos (nf)	Altura hasta el nivel de techo (hn)	Área de columna (Ac)	Longitud total de pórtico (L)	Pseudo fuerza sísmica (V)	
	BSE-1E	BSE-2E					BSE-1E	BSE-2E
X	0.682	1.01	16	12	0.16	33.25	947.51	1405.20
Y	2.480	3.68	12	12	0.16	12.20	947.51	1405.20
MÓDULO II								
X	0.59	1.32	18	12	0.16	33.90	944.3	1400.88
Y	3.190	4.73	12	12	0.16	9.45	944.3	1400.88
ESCALERA								
X	6.85	10.16	2	12	0.16	5.10	182.25	270.38
Y	5.720	8.50	2	12	0.16	6.10	182.25	270.38

4.7.3 Listas de Verificación

Las listas de verificación para componentes estructurales y no estructurales elaboradas con la norma ASCE 41-17 que se muestran en los anexos, algunas de las consideraciones de dichas listas fueron llenadas en la investigación in situ y los demás parámetros se elaboraron con cálculos propios en base a ecuaciones y otros que dispone dicha norma.

Así mismo, la ficha de datos resumida que también se muestra en los anexos se elaboró de igual manera que las listas de verificación, considerando que algunos datos fueron obtenidos a través de la investigación in situ y los datos de evaluación fueron calculados de acuerdo con la norma ASCE 41-17.

4.7.4 Resultados del Nivel 1: Detección

En la tabla 86 se observan dichos resultados de forma resumida, en donde el total de los criterios de evaluación aplicables para el módulo I, módulo II y escalera es de 50; dentro de los cuales también se especifican porcentajes para cada condición.

De acuerdo con lo establecido en la norma ASCE41-17 se requiere el cumplimiento de todos los criterios de evaluación para que una estructura sea considerada en su nivel de desempeño correspondiente; por lo que se concluye que el edificio único de la Universidad Alas Peruanas - Jaén no cumple con el nivel de desempeño ocupación inmediata para ambos niveles de peligro sísmico y presenta las siguientes deficiencias sísmicas.

Tabla 86.

Resultados para el nivel 1: detección.

	Listas de verificación	Criterios de evaluación	Condiciones			
			Cumple	No cumple	No aplicable	Desconocido
Módulo I y Módulo II	Básica	14	10	0	3	1
	Pórticos de concreto	22	13	3	3	3
	No estructural	60	6	13	40	1
	Total	96	29	16	46	5
	Aplicable	50	58%	32%	-	10%
	Listas de verificación	Criterios de evaluación	Condiciones			
			Cumple	No cumple	No aplicable	Desconocido
Escalera	Básica	14	9	1	3	1
	Pórticos de concreto	22	8	2	3	9
	No estructural	60	6	11	42	1
	Total	96	23	14	48	11
	Aplicable	50	46%	28%	-	22%

Deficiencias para los componentes estructurales

Los muros no estructurales de albañilería en todos los niveles no cuentan con un sistema de aislamiento adecuado que los aislé de los componentes estructurales.

Figura 37.

Muros no estructurales no aislados de la estructura.



Las columnas y los nudos, de acuerdo con los planos estructurales y la poca información en ellos no presentan un adecuado confinamiento transversal.

Deficiencias para los componentes no estructurales

Las luces de emergencia ubicadas en los pasadizos de todos los niveles están sujetados a los muros con adhesivos que no aseguran su anclaje y en caso de un sismo caerían con facilidad.

Figura 38.

Luces de emergencia sin anclaje adecuado.



Los paneles de vidrios ubicados en los diferentes ambientes de ambos módulos no cuentan con juntas sísmicas.

Figura 39.

Paneles de vidrio con falta de juntas sísmicas.



Las luminarias, ventiladores y proyectores no cuentan con anclajes adecuados, los cuales están expuestos a caer o precipitarse en caso de un sismo, obstruyendo así el paso de las personas ocupantes del edificio.

Figura 40.

Luminarias, ventiladores y proyectores sin anclaje.



Los estantes de biblioteca y almacenamiento no cuentan con arriostres laterales o elementos que restrinjan su caída, ocasionando que su contenido se va expuesto a caer durante un sismo y así las salidas o vías de escape de dichas áreas sean obstruidas.

Figura 41.

Estantes de oficina de almacenamiento sin arriostres laterales.



Figura 42.

Estantes de biblioteca sin arriostres laterales.



4.7.5 Nivel 3: Evaluación Sistemática

Este nivel de evaluación contempla un análisis completo de la estructura, teniendo en cuenta la respuesta inelástica tanto de componentes estructurales como no estructurales.

Se realizaron, el análisis modal espectral, el análisis estático lineal y el análisis estático no lineal para evaluar el sistema resistente a fuerzas a sísmicas. En esta sección se realizará solo el análisis estático no lineal, ya que los dos análisis antes mencionados y que son previos para llegar a este análisis fue realizado para la verificación y análisis sísmico de los dos módulos y escalera.

4.7.5.1 Modelado.

El modelo matemático y análisis fueron realizados mediante el software Etabs versión 18.1.0, dentro del cual fueron considerados principalmente los elementos estructurales de acuerdo con los planos proporcionados.

Figura 43.

Modelo matemático del módulo I realizado en el programa Etabs.

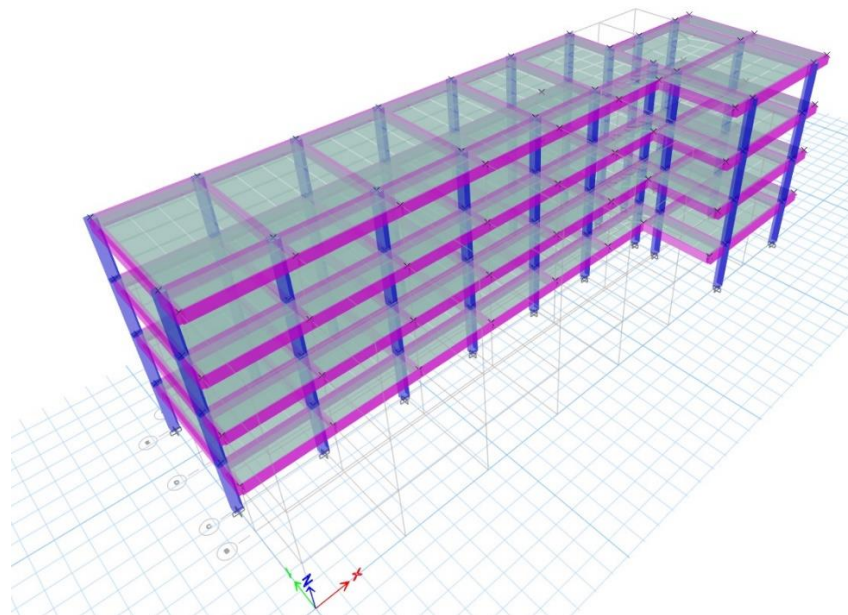
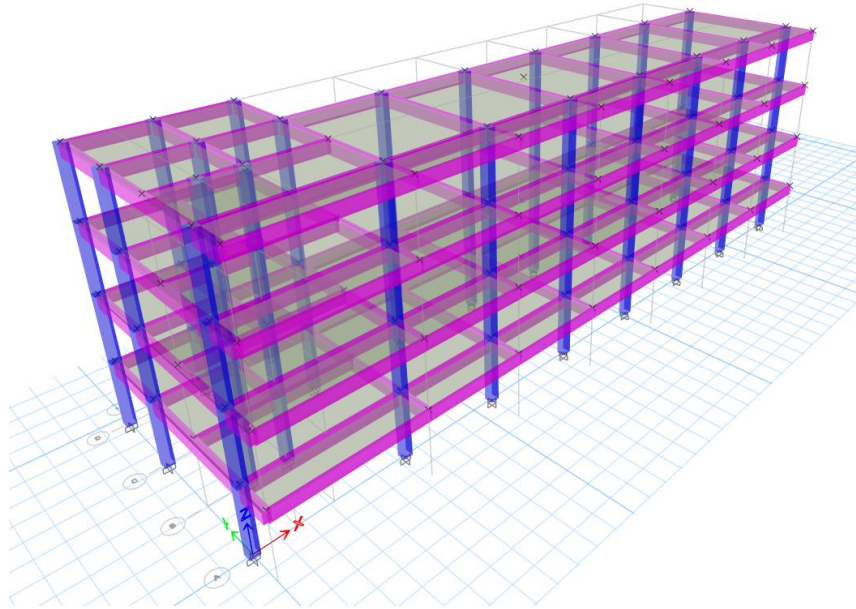
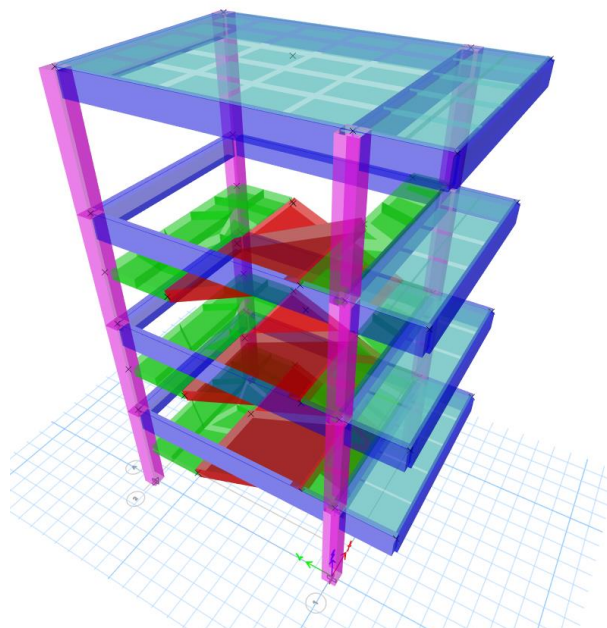


Figura 44.

Modelo matemático del módulo II realizado en el programa Etabs.

**Figura 45.**

Modelo matemático de la escalera realizado en el programa Etabs.



4.7.5.1.1 Materiales

Concreto

El programa Etabs tiene incorporado el modelo del concreto no lineal de Mander, el cual fue usado con las siguientes características:

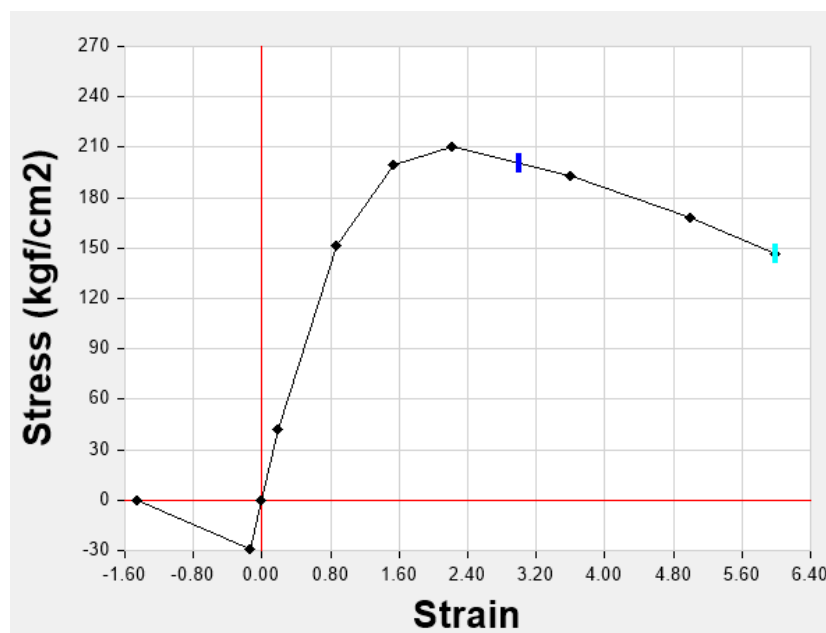
Módulo de elasticidad: 217370.65 kg/cm²

Peso específico: 0.0024 kg/cm³

Factor de confinamiento: De acuerdo con el refuerzo transversal.

Figura 46.

Curva de esfuerzo-deformación del concreto.



Nota: Tomado de programa Etabs v18.1.0.

Acero de refuerzo

En el programa Etabs al igual que en el concreto para el acero refuerzo tiene incorporado un modelo bilineal, el cual fue usado con las siguientes características:

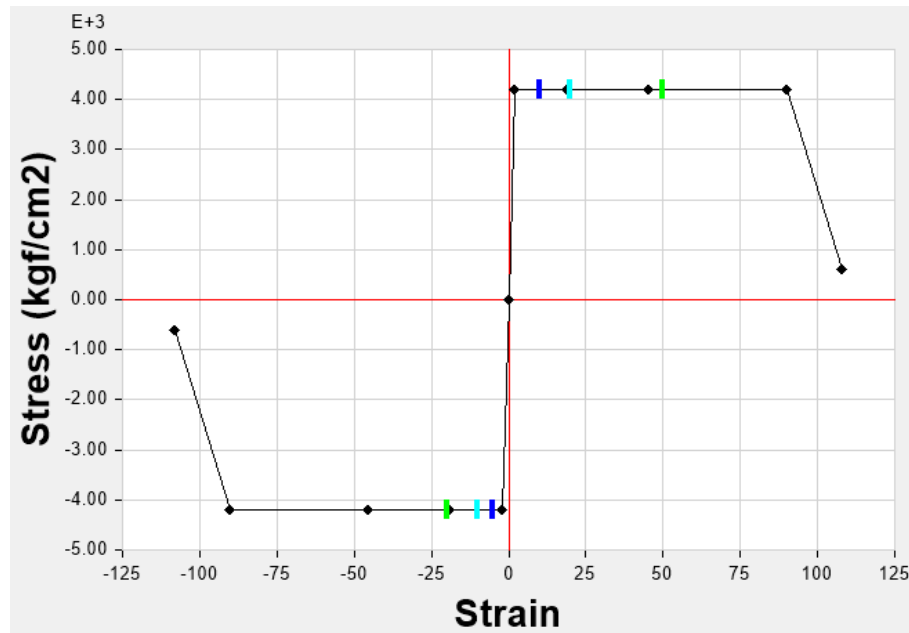
Módulo de elasticidad: 2000000 kg/cm²

Esfuerzo de fluencia: 4200 kg/cm²

Peso específico: 0.0078 kg/cm³

Figura 47.

Curva de esfuerzo-deformación del acero refuerzo.



Nota: Tomado de programa Etabs v18.1.0.

4.7.5.1.2 Elementos Estructurales y Cargas Incluidos en el Modelamiento

Columnas y vigas de concreto reforzado

Se modelaron haciendo uso de elementos tipo fibra con inelasticidad distribuida en toda la longitud del elemento, y esta a su vez hizo uso de secciones integradas que son definidas en base a la geometría y la distribución de acero de refuerzo especificados en los planos.

Losas de entrepiso y escalera

Las losas de todos los niveles y la escalera forman parte de un diafragma rígido porque así fueron modelados.

Cargas

El procedimiento de análisis estático no lineal contempla la acción de cargas gravitacionales y ASCE 41-17 establece la siguiente combinación:

$$Q_G = Q_D + Q_L + Q_S$$

Donde:

Q_G : acción causada por las cargas gravitacionales.

Q_D : acción causada por la carga muerta.

Q_L : acción causada por la carga viva, igual a un 25%.

Q_S : acción causada por la carga de nieve, no aplica en nuestro caso.

3.8 Análisis Estático No Lineal – Pushover

Con la finalidad de obtener la curva de capacidad de los módulos I y II, y escalera se realizó la aplicación de patrones de carga laterales correspondiente a la distribución vertical de carga proporcional a los valores de C_{vx} en ambas direcciones X e Y, por medio de la siguiente formula:

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

$$\text{Donde: } k = \begin{cases} 2.0, & T \geq 2.5 \\ 1.0, & T \leq 0.5 \end{cases}$$

Las tablas y graficas que se muestran a continuación representan las fuerzas laterales calculadas, las mismas que fueron aplicadas en cada nivel y a cada módulo y la escalera respectivamente.

Para el módulo I:

Tabla 87.

Patrón de fuerzas laterales en dirección X e Y para el módulo I.

Nivel	hsx (m)	hx (m)	$Wxhx^k$	Cvx	Fi	Fx	Fy
4° piso	3	12	145.85	0.269	1000	500.00	142.86
3° piso	3	9	210.25	0.388	1444	722.00	206.29
2° piso	3	6	129.36	0.239	888	444.00	126.86
1° piso	3	3	56.28	0.104	388	194.00	55.43
$\Sigma Wxhx^k$			541.743				

Figura 48.

Grafica que representa la distribución de cargas en dirección X.

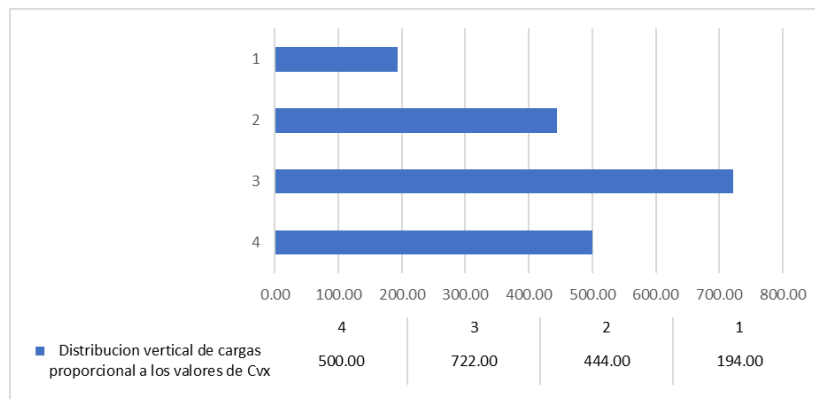
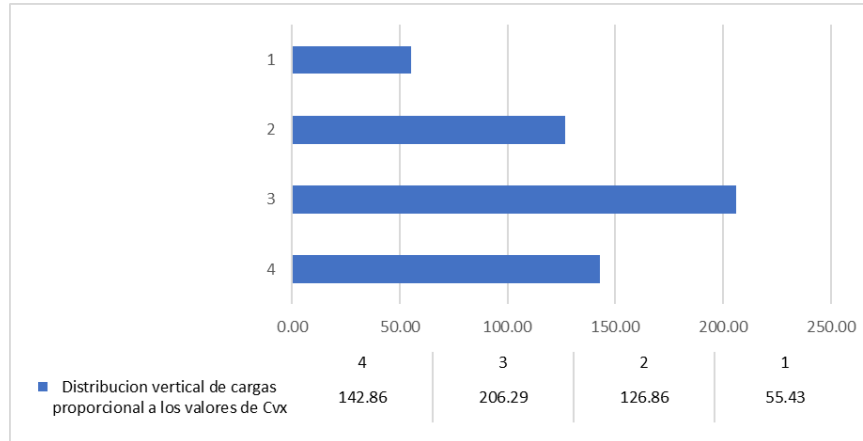


Figura 49.

Grafica que representa la distribución de cargas en dirección Y.



Para el módulo II:

Tabla 88.

Patrón de fuerzas laterales en dirección X e Y para el módulo II.

Nivel	hsx (m)	hx (m)	$Wxhx^k$	Cvx	F_i	F_x	F_y
4° piso	3	12	153.90	0.280	1000	333.33	125.00
3° piso	3	9	209.70	0.382	1364	454.67	170.50
2° piso	3	6	129.04	0.235	840	280.00	105.00
1° piso	3	3	56.11	0.102	368	122.67	46.00
		$\Sigma Wxhx^k$	548.763				

Figura 50.

Grafica que representa la distribución de cargas en dirección X.

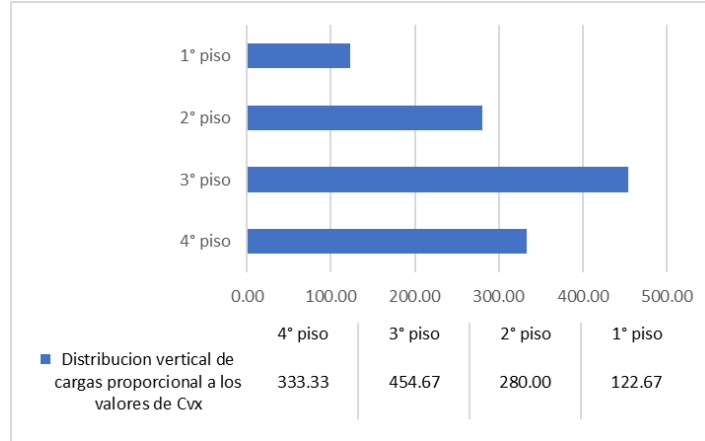
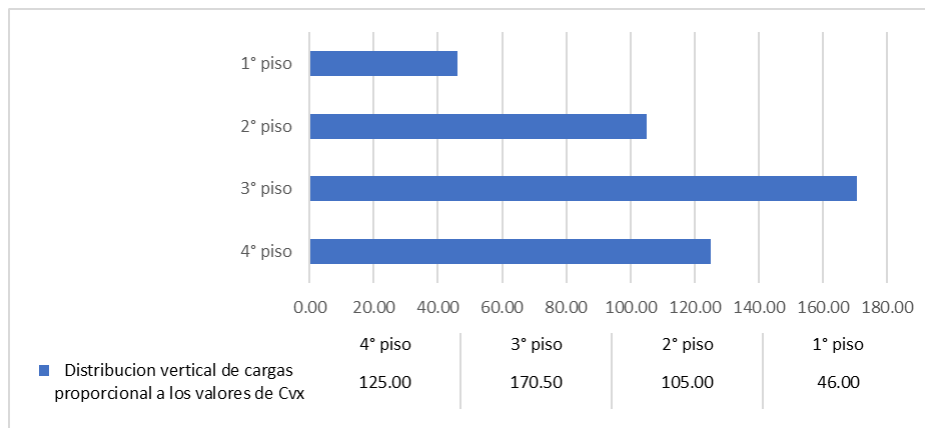


Figura 51.

Grafica que representa la distribución de cargas en dirección Y.



Para la escalera:

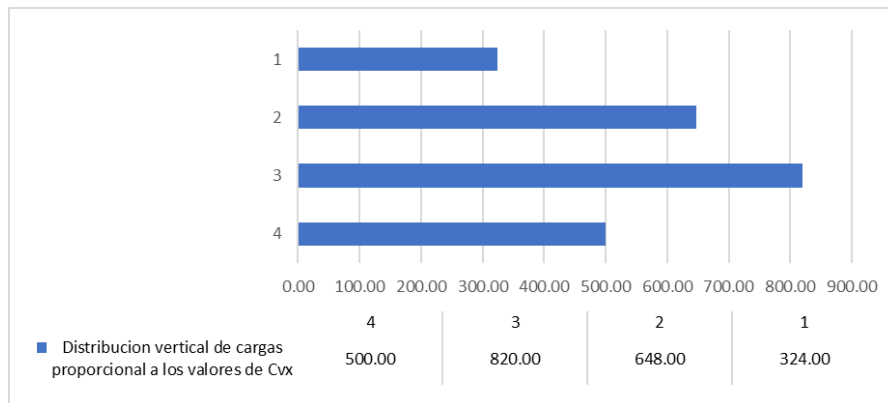
Tabla 89.

Patrón de fuerzas laterales en dirección X e Y para escalera.

Nivel	hsx (m)	hx (m)	$Wxhx^k$	Cvx	F_i	F_x	F_y
4° piso	3	12	14.97	0.218	1000	500.00	500.00
3° piso	3	9	24.53	0.358	1640	820.00	820.00
2° piso	3	6	19.40	0.283	1296	648.00	648.00
1° piso	3	3	9.70	0.141	648	324.00	324.00
$\Sigma Wxhx^k$			68.606				

Figura 52.

Grafica que representa la distribución de cargas en dirección X e Y.



Los resultados que brinda el análisis estático no lineal – pushover son expresados en términos de fuerza cortante y desplazamiento en el nodo de control; la normativa ASCE 41-17 especifica que este nodo de control debe ser en el centro de masa del ultimo nivel, por lo que esto fue aplicado en nuestro estudio.

En las siguientes figuras se muestran las curvas de capacidad para el módulo I, módulo II y escalera; en las cuales se presenta un patrón similar en ambas direcciones que da comienzo a un rango elástico pronunciado y constante lo que indica que los elementos

estructurales no presentan agrietamiento, con esto se puede observar la primera fluencia en donde la estructura incursiona en el rango inelástico.

También se observa que la resistencia aumenta hasta un punto máximo en el que el primer elemento vertical del sistema resistente a fuerzas falla, así mismo este punto cae de forma brusca llevando al colapso a la estructura.

Para el módulo I:

Figura 53.

Curva de capacidad en dirección X para el módulo I.

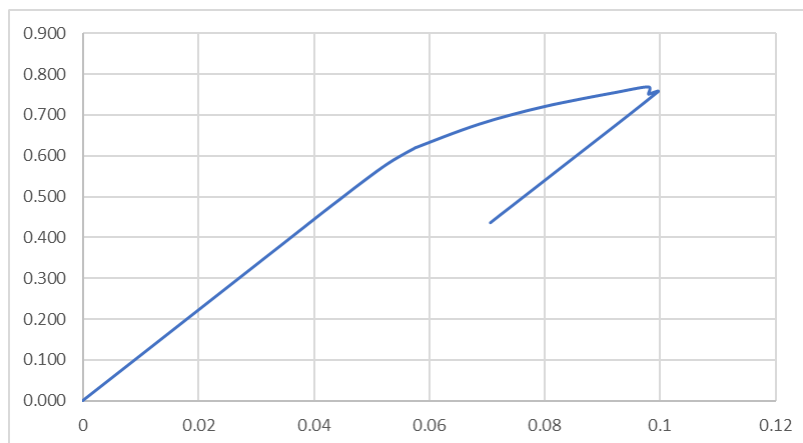
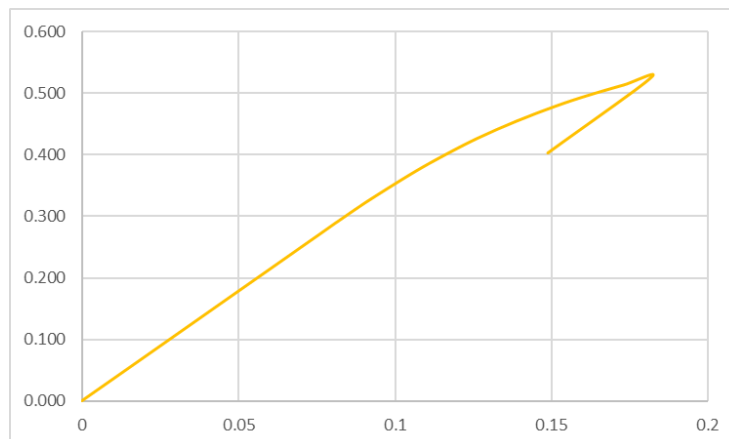


Figura 54.

Curva de capacidad en dirección Y para el módulo I.



Para el módulo II:

Figura 55.

Curva de capacidad en dirección X para el módulo II.

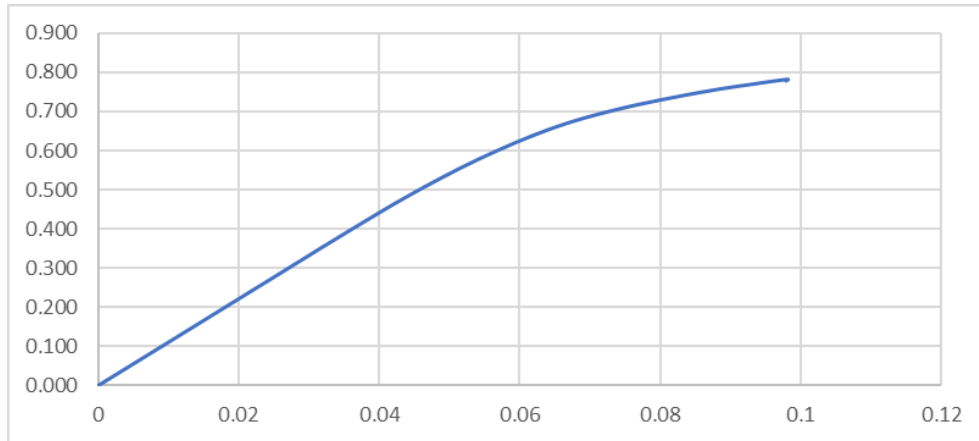
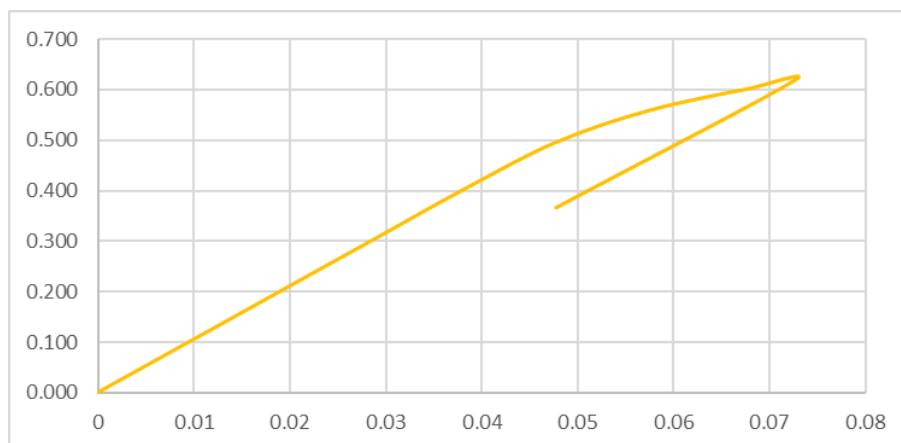


Figura 56.

Curva de capacidad en dirección Y para el módulo II.



Para la escalera:

Figura 57.

Curva de capacidad en dirección X para escalera.

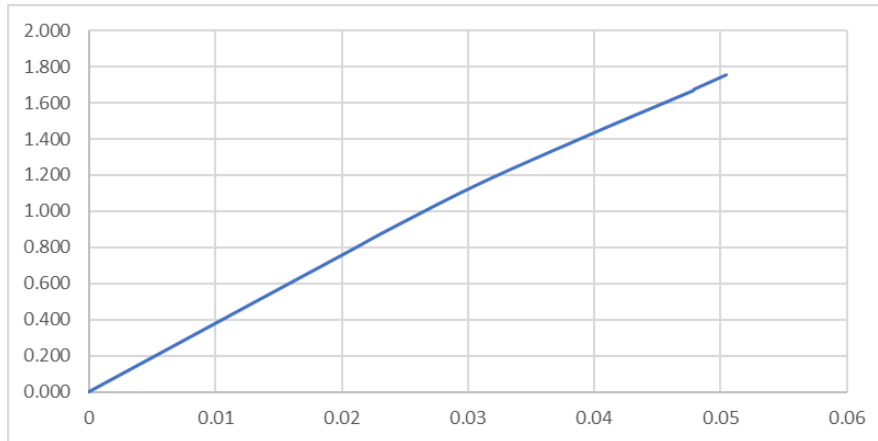
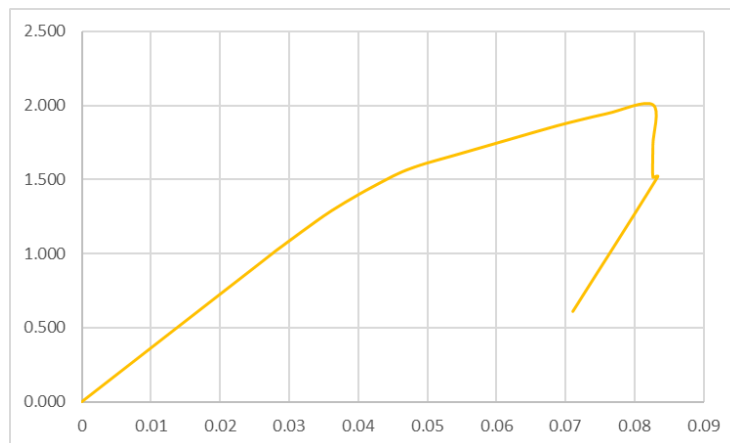


Figura 58.

Curva de capacidad en dirección Y para escalera.



4.8.1 Desplazamiento Objetivo

El desplazamiento objetivo fue calculado por el método de los coeficientes y para ambos niveles de peligrosidad BSE-1E y BSE-2E usando los parámetros mencionados en el capítulo anterior y presentados en ASCE 41-17.

Las tablas a continuación presentan dichos parámetros de forma resumida y el resultado del desplazamiento objetivo para ambos módulos y la escalera.

Tabla 90.

Desplazamiento objetivo para el módulo I.

Parámetros	X		Y	
	BSE-1E	BSE-2E	BSE-1E	BSE-2E
Rigidez lateral efectiva (Ton/m)	5721.018		1841.352	
Rigidez lateral elástica (Ton/m)	5721.018		1841.352	
Período fundamental elástico (s)	0.703		0.894	
Período fundamental efectivo (s)	0.703		0.894	
Módulo I Aceleración espectral (g)	1.313	2.035	1.313	2.035
C0	1.114	1.0811	2.524	2.992
C1	1.102	1.176	1.114	1.1891
C2	1.00	1.00	1.00	1.00
Desplazamiento objetivo (m)	0.1968	0.3159	0.7287	1.429

Tabla 91.

Desplazamiento objetivo para el módulo II.

Parámetros	X		Y	
	BSE-1E	BSE-2E	BSE-1E	BSE-2E
Rigidez lateral efectiva (Ton/m)	5711.863		5446.198	
Rigidez lateral elástica (Ton/m)	5711.863		5446.198	
Período fundamental elástico (s)	0.614		0.935	
Período fundamental efectivo (s)	0.614		0.935	
Módulo II Aceleración espectral (g)	1.313	2.035	1.313	2.035
C0	1.234	1.185	0.641	0.597
C1	1.142	1.245	1.079	1.132
C2	1.034	1.10	1.00	1.00
Desplazamiento objetivo (m)	0.1777	0.3086	0.1985	0.3019

Tabla 92.*Desplazamiento objetivo para la escalera.*

Parámetros	X		Y	
	BSE-1E	BSE-2E	BSE-1E	BSE-2E
Rigidez lateral efectiva (Ton/m)	3883.767		3723.676	
Rigidez lateral elástica (Ton/m)	3883.767		3723.676	
Período fundamental elástico (s)	0.286		0.312	
Período fundamental efectivo (s)	0.286		0.312	
Escalera				
Aceleración espectral (g)	1.313	2.035	1.313	2.035
C0	1.746	1.745	1.632	1.725
C1	1.282	1.549	1.144	1.166
C2	1.029	1.11	1.00	1.01
Desplazamiento objetivo (m)	0.0611	0.1232	0.059	0.100

4.9 Respuesta de los Componentes Estructurales

4.9.1 Capacidad de Deformación

La evaluación de la capacidad de deformación que tendrán los componentes estructurales requiere que dichos componentes presenten inelasticidad cuando alcancen el desplazamiento objetivo y a su vez, sean identificados.

Mediante graficas de momentos versus rotación del elemento es fácil identificar los criterios de aceptación, los cuales son importantes en una evaluación sísmica ya que permiten determinar el nivel de desempeño sísmico bajo un nivel de peligrosidad dado.

4.9.2 Criterios de Aceptación

4.9.2.1 Columnas y Vigas.

Los criterios de aceptación en las columnas se clasificaron de acuerdo con el modo de falla especificado en ASCE 41-17 siendo este la condición ii: falla por corte – flexión, aquí se espera que la fluencia por flexión ocurra antes que la falla por corte.

En el caso de las vigas el comportamiento inelástico que estas tendrán estará gobernada por los casos de corte y flexión.

Por lo que, en las siguientes tablas se observan la cantidad de elementos tanto vigas como columnas, y el porcentaje de estos que incursionan en cierto nivel de desempeño sísmico en base a una fuerza aplicada. También se aprecia de acuerdo con los porcentajes que la mayoría de dichos elementos se mantienen en el nivel de desempeño sísmico ocupación inmediata y seguridad de vida, conservando así un rango de desplazamiento antes de que presenten daños que sean considerables. Sin embargo; la formación de rótulas plásticas se da primero en las columnas y no da lugar a la formación de rótulas plásticas en vigas, evidenciando así que estas serán las primeras en colapsar y se formara el fenómeno de columna débil – viga fuerte debido a la poca rigidez que estas poseen, llevando al colapso total de la estructura. Para el módulo I:

Tabla 93.*Criterios de aceptación en vigas y columnas para una fuerza lateral X e Y en el módulo I.*

PUSH - X								
Fuerza tonf	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Ocupacion Inmediata	Seguridad de Vida	Prevencion de Colapso	Colapso
0.00	392	0	0	0	100%	0%	0%	0%
54.92	392	0	0	0	100%	0%	0%	0%
109.84	392	0	0	0	100%	0%	0%	0%
164.76	392	0	0	0	100%	0%	0%	0%
219.67	392	0	0	0	100%	0%	0%	0%
242.19	392	0	0	0	100%	0%	0%	0%
295.15	391	0	0	1	100%	0%	0%	0%
319.86	391	0	0	1	100%	0%	0%	0%
319.73	391	0	0	1	100%	0%	0%	0%
349.42	391	0	0	1	100%	0%	0%	0%
371.62	381	9	0	2	97%	2%	0%	1%
389.54	350	38	1	3	89%	10%	0%	1%
396.26	337	48	4	3	86%	12%	1%	1%
387.07	336	47	5	4	86%	12%	1%	1%
389.93	334	46	7	5	85%	12%	2%	1%
224.74	334	46	6	6	85%	12%	2%	2%
PUSH - Y								
0.00	392	0	0	0	100%	0%	0%	0%
17.68	392	0	0	0	100%	0%	0%	0%
35.35	392	0	0	0	100%	0%	0%	0%
53.03	392	0	0	0	100%	0%	0%	0%
70.71	392	0	0	0	100%	0%	0%	0%
88.39	392	0	0	0	100%	0%	0%	0%
106.07	392	0	0	0	100%	0%	0%	0%
123.75	392	0	0	0	100%	0%	0%	0%
141.43	392	0	0	0	100%	0%	0%	0%
149.99	392	0	0	0	100%	0%	0%	0%
167.17	392	0	0	0	100%	0%	0%	0%
188.47	392	0	0	0	100%	0%	0%	0%
202.98	392	0	0	0	100%	0%	0%	0%
219.98	392	0	0	0	100%	0%	0%	0%
234.78	391	1	0	0	100%	0%	0%	0%
247.34	389	3	0	0	99%	1%	0%	0%
256.10	388	4	0	0	99%	1%	0%	0%
265.09	385	5	2	0	98%	1%	1%	0%
271.30	384	6	2	0	98%	2%	1%	0%
208.02	384	6	1	1	98%	2%	0%	0%

Para el módulo II:

Tabla 94.

Criterios de aceptación en vigas y columnas para una fuerza lateral X e Y en el módulo II.

PUSH - X								
Fuerza tonf	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Ocupacion Inmediata	Seguridad de Vida	Prevencion de Colapso	Colapso
0	432	0	0	0	100%	0%	0%	0%
54.83	432	0	0	0	100%	0%	0%	0%
109.65	432	0	0	0	100%	0%	0%	0%
164.48	432	0	0	0	100%	0%	0%	0%
187.78	432	0	0	0	100%	0%	0%	0%
247.58	431	0	0	1	100%	0%	0%	0%
297.95	430	0	0	2	100%	0%	0%	0%
338.06	430	0	0	2	100%	0%	0%	0%
364.16	425	3	0	4	98%	1%	0%	1%
386.38	414	13	0	5	96%	3%	0%	1%
400.04	405	21	0	6	94%	5%	0%	1%
403.30	401	24	1	6	93%	6%	0%	1%
401.34	401	24	1	6	93%	6%	0%	1%
PUSH - Y								
0	432	0	0	0	100%	0%	0%	0%
52.28	432	0	0	0	100%	0%	0%	0%
104.57	432	0	0	0	100%	0%	0%	0%
156.86	432	0	0	0	100%	0%	0%	0%
205.66	432	0	0	0	100%	0%	0%	0%
255.06	432	0	0	0	100%	0%	0%	0%
288.40	430	2	0	0	100%	0%	0%	0%
311.10	423	8	0	1	98%	2%	0%	0%
319.02	421	7	3	1	97%	2%	1%	0%
188.79	421	7	2	2	97%	2%	0%	0%

Para la escalera:

Tabla 95.

Criterios de aceptación en vigas y columnas para una fuerza lateral X e Y en la escalera.

PUSH - X								
Fuerza tonf	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Ocupacion Inmediata	Seguridad de Vida	Prevencion de Colapso	Colapso
0.00	64	0	0	0	100%	0%	0%	0%
26.63	64	0	0	0	100%	0%	0%	0%
53.25	64	0	0	0	100%	0%	0%	0%
79.79	64	0	0	0	100%	0%	0%	0%
93.69	64	0	0	0	100%	0%	0%	0%
118.66	64	0	0	0	100%	0%	0%	0%
147.12	63	1	0	0	98%	2%	0%	0%
170.59	61	3	0	0	95%	5%	0%	0%
171.20	61	3	0	0	95%	5%	0%	0%
171.20	61	3	0	0	95%	5%	0%	0%
171.73	61	3	0	0	95%	5%	0%	0%
179.99	61	3	0	0	95%	5%	0%	0%
PUSH - Y								
0	64	0	0	0	100%	0%	0%	0%
25.53	64	0	0	0	100%	0%	0%	0%
51.06	64	0	0	0	100%	0%	0%	0%
76.55	64	0	0	0	100%	0%	0%	0%
102.07	64	0	0	0	100%	0%	0%	0%
105.36	64	0	0	0	100%	0%	0%	0%
132.24	63	0	0	1	98%	0%	0%	2%
152.95	63	0	0	1	98%	0%	0%	2%
162.70	62	0	0	2	97%	0%	0%	3%
172.29	62	0	0	2	97%	0%	0%	3%
181.78	62	0	0	2	97%	0%	0%	3%
191.19	59	2	0	3	92%	3%	0%	5%
199.46	57	4	0	3	89%	6%	0%	5%
205.69	56	4	1	3	88%	6%	2%	5%
177.91	54	4	2	4	84%	6%	3%	6%
155.40	54	4	1	5	84%	6%	2%	8%
155.89	54	4	0	6	84%	6%	0%	9%
62.55	54	2	1	7	84%	3%	2%	11%

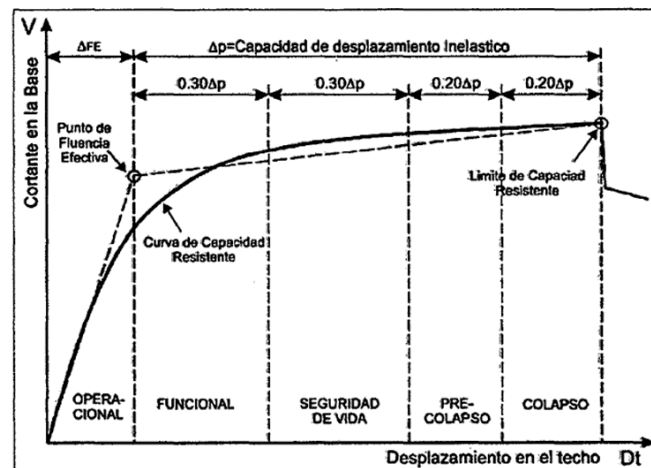
4.10 Resultados del Análisis Estático No lineal - Pushover

4.10.1 Sectorización de la Curva de Capacidad y Nivel de Desempeño Sísmico

La sectorización de las curvas de capacidad para el módulo I, módulo II y la escalera tanto en dirección X e Y se estableció de acuerdo con el Comité VISION 2000 en el que se asigna un desplazamiento a cada nivel de desempeño, como se observa en la figura 59 y así poder determinar el punto de desempeño o desplazamiento objetivo que tendrá la estructura ante un evento de sísmico.

Figura 59.

Sectorización de la curva de capacidad de acuerdo con VISION 2000.



Para el módulo I:

En las figuras que se muestran a continuación se puede observar tanto la sectorización de la curva de capacidad como el desplazamiento objetivo en dirección X e Y para ambos niveles de peligrosidad sísmica.

Además; se observa que para el nivel de peligro sísmico BSE-1E (sismo moderado) el desplazamiento objetivo es de 0.196 m en dirección X y 0.728 m en dirección Y, en base a

los límites de desplazamiento se concluye que el desempeño sísmico del módulo I es colapso ante dicho evento sísmico.

Figura 60.

Sectorización de curva de capacidad y punto de desempeño sísmico alcanzado en dirección X para BSE-1E.

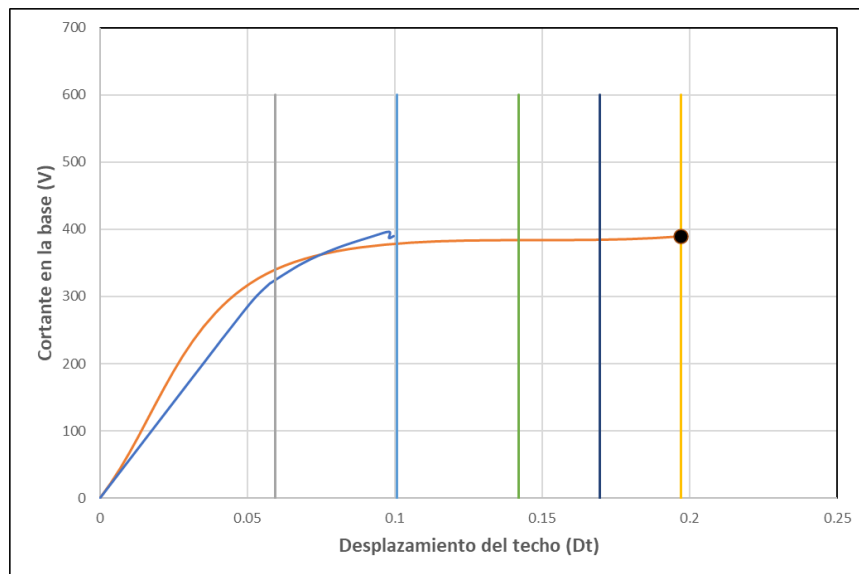
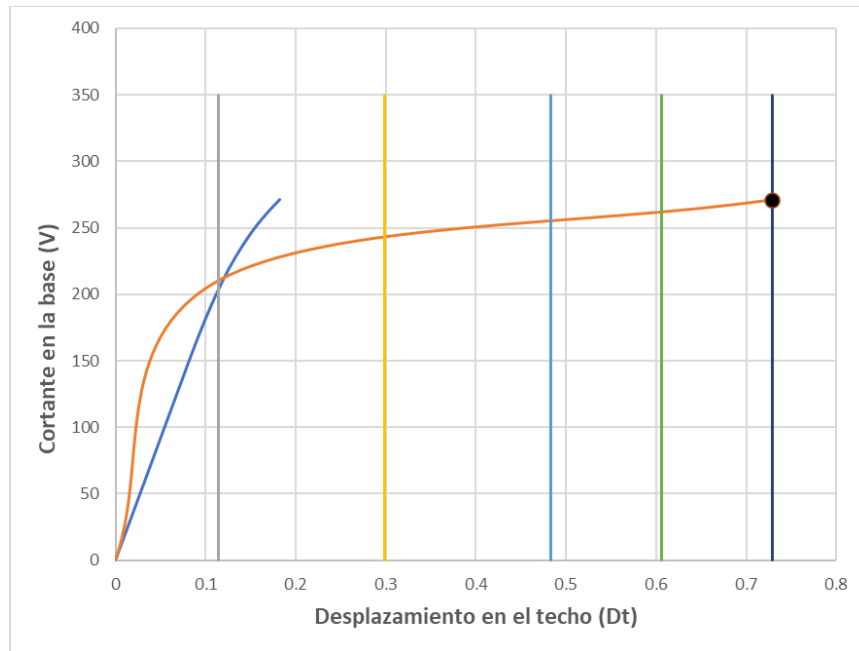


Figura 61.

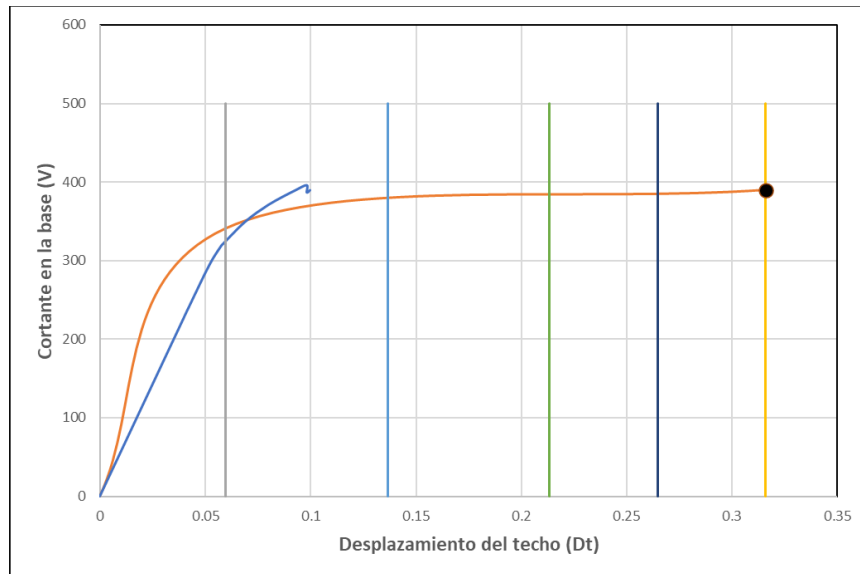
Sectorización de curva de capacidad y punto de desempeño sísmico alcanzado en dirección Y para BSE-1E.



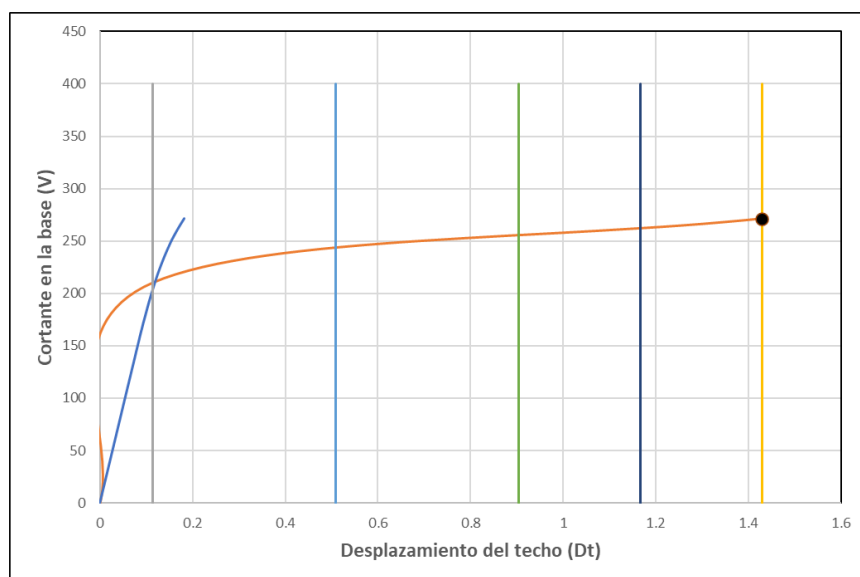
Para el nivel de peligro sísmico BSE-2E (sismo severo) el desplazamiento objetivo es de 0.315 m en dirección X y de 1.429 m en dirección Y, en base a los límites de desplazamiento se concluye que el desempeño sísmico del módulo I es colapso ante dicho evento sísmico.

Figura 62.

Sectorización de curva de capacidad y punto de desempeño sísmico alcanzado en dirección X para BSE-2E.

**Figura 63.**

Sectorización de curva de capacidad y punto de desempeño sísmico alcanzado en dirección Y para BSE-2E.



Para el módulo II:

Al igual que para el módulo I, a continuación, se presentan tanto la sectorización de la curva de capacidad como el desplazamiento objetivo en dirección X e Y para ambos niveles de peligrosidad sísmica.

También se observa que para el nivel de peligro sísmico BSE-1E (sismo moderado) el desplazamiento objetivo es de 0.177 m en dirección X y 0.198 m en dirección Y, en base a los límites de desplazamiento se concluye que el desempeño sísmico del módulo II es colapso ante dicho evento sísmico.

Figura 64.

Sectorización de curva de capacidad y punto de desempeño sísmico alcanzado en dirección X para BSE-1E.

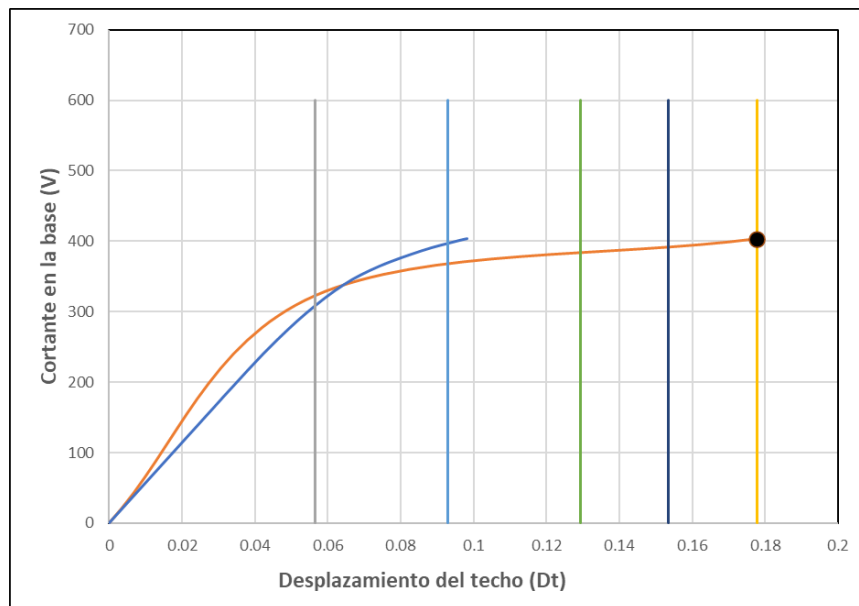
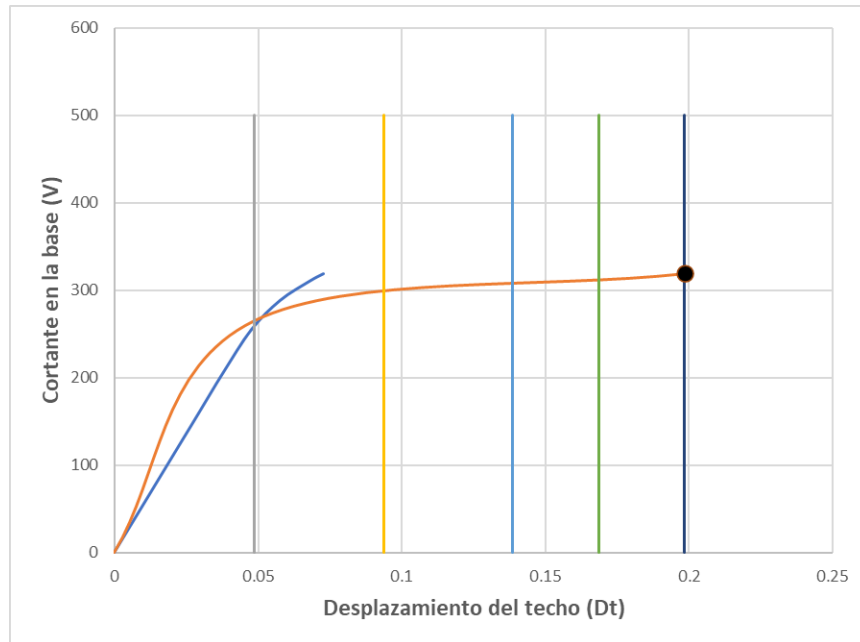


Figura 65.

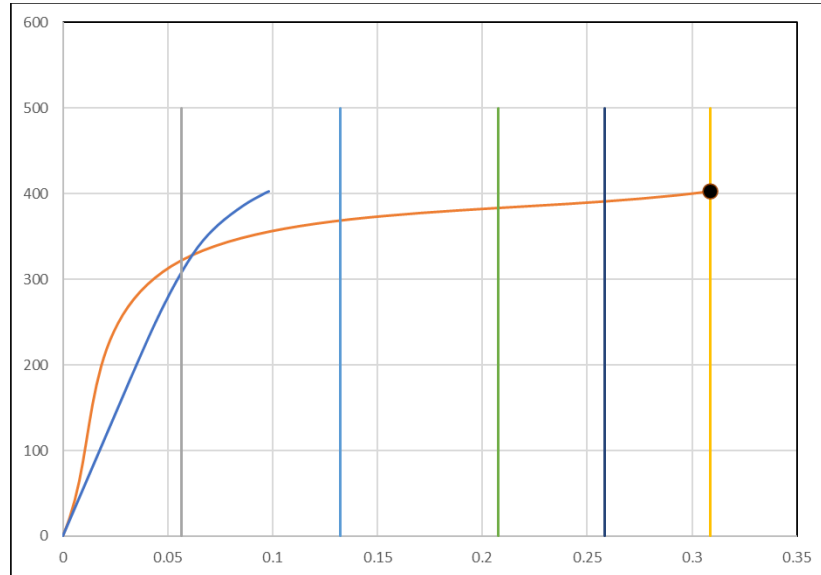
Sectorización de curva de capacidad y punto de desempeño sísmico alcanzado en dirección y para BSE-1E.



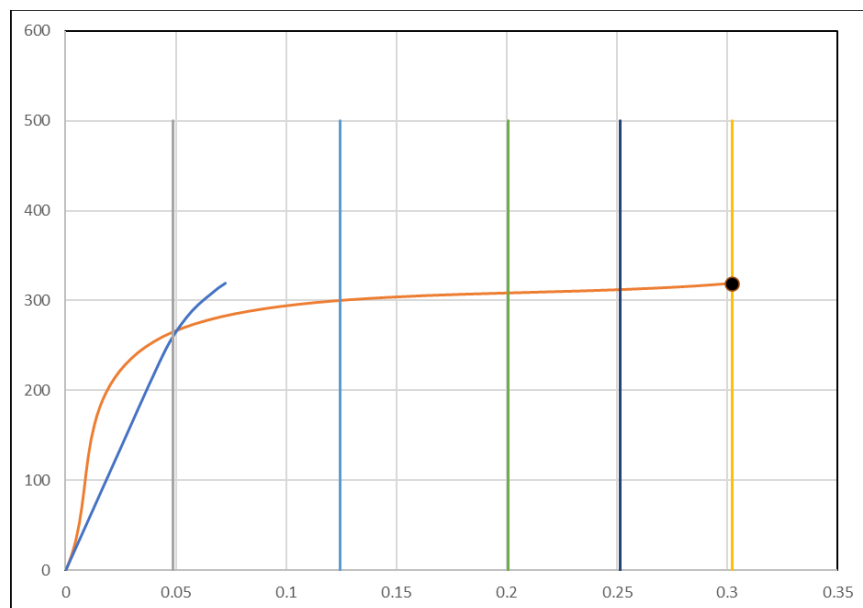
Para el nivel de peligro sísmico BSE-2E (sismo severo) el desplazamiento objetivo es de 0.308 m en dirección X y de 0.301 m en dirección Y, en base a los límites de desplazamiento se concluye que el desempeño sísmico del módulo II es colapso para ambas direcciones ante dicho evento sísmico.

Figura 66.

Sectorización de curva de capacidad y punto de desempeño sísmico alcanzado en dirección X para BSE-2E.

**Figura 67.**

Sectorización de curva de capacidad y punto de desempeño sísmico alcanzado en dirección Y para BSE-2E.



Para la escalera:

A continuación, se presentan tanto la sectorización de la curva de capacidad como el desplazamiento objetivo en dirección X e Y para ambos niveles de peligrosidad sísmica.

Observamos que para el nivel de peligro sísmico BSE-1E (sismo moderado) el desplazamiento objetivo es de 0.062 m en dirección X y 0.059 m en dirección Y, en base a los límites de desplazamiento se concluye que el desempeño sísmico para la escalera se encuentra entre seguridad de vida y prevención de colapso para la dirección X y en el rango de funcional para la dirección Y ante dicho evento sísmico.

Figura 68.

Sectorización de curva de capacidad y punto de desempeño sísmico alcanzado en dirección X para BSE-1E.

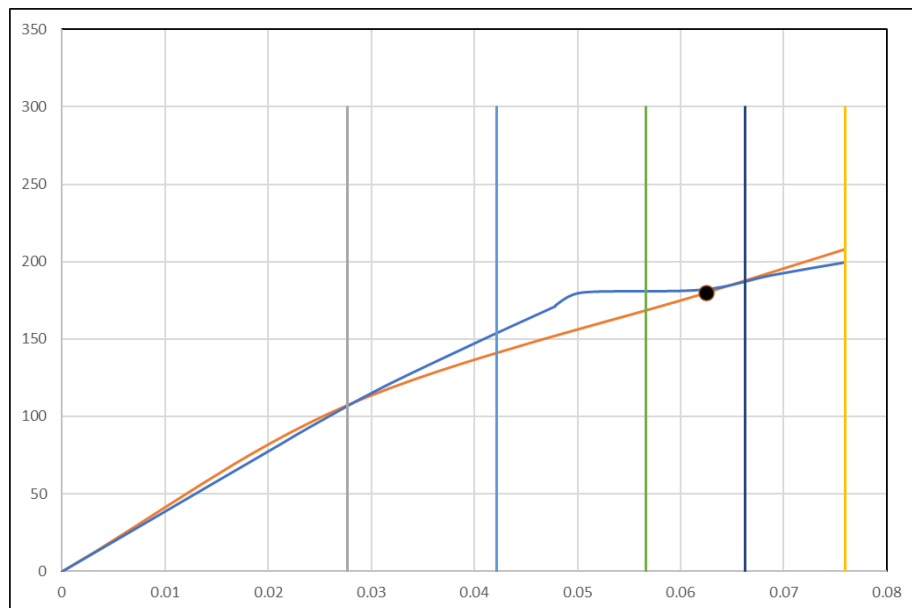
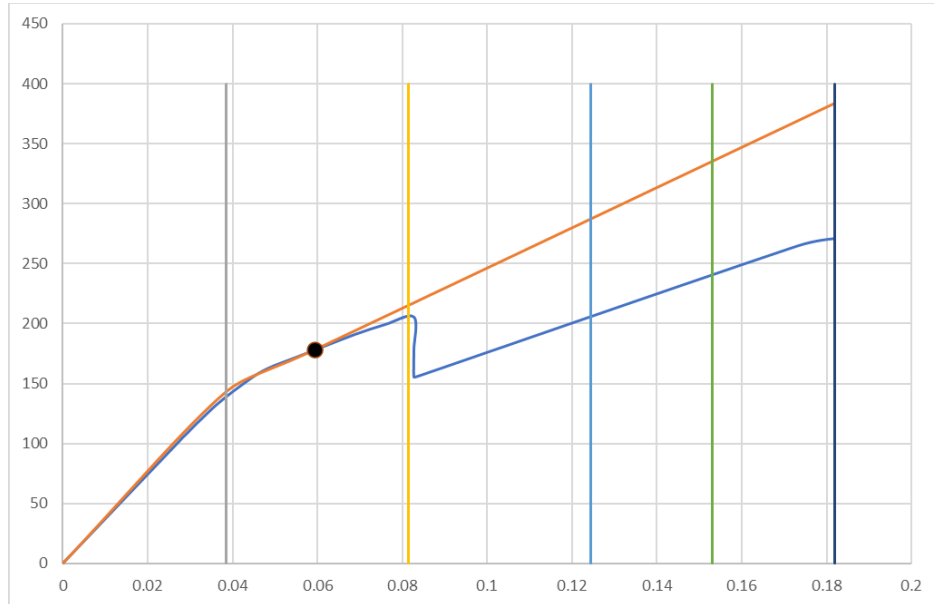


Figura 69.

Sectorización de curva de capacidad y punto de desempeño sísmico alcanzado en dirección Y para BSE-1E.



Para el nivel de peligro sísmico BSE-2E (sismo severo) el desplazamiento objetivo es de 0.07 m en dirección X y de 0.085 m en dirección Y, en base a los límites de desplazamiento se concluye que el desempeño sísmico de la escalera en dirección X se encuentra en un rango de prevención de colapso y colapso, y para la dirección Y se encuentra en un rango de seguridad de vida ante dicho evento sísmico.

Figura 70.

Sectorización de curva de capacidad y punto de desempeño sísmico alcanzado en dirección X para BSE-2E.

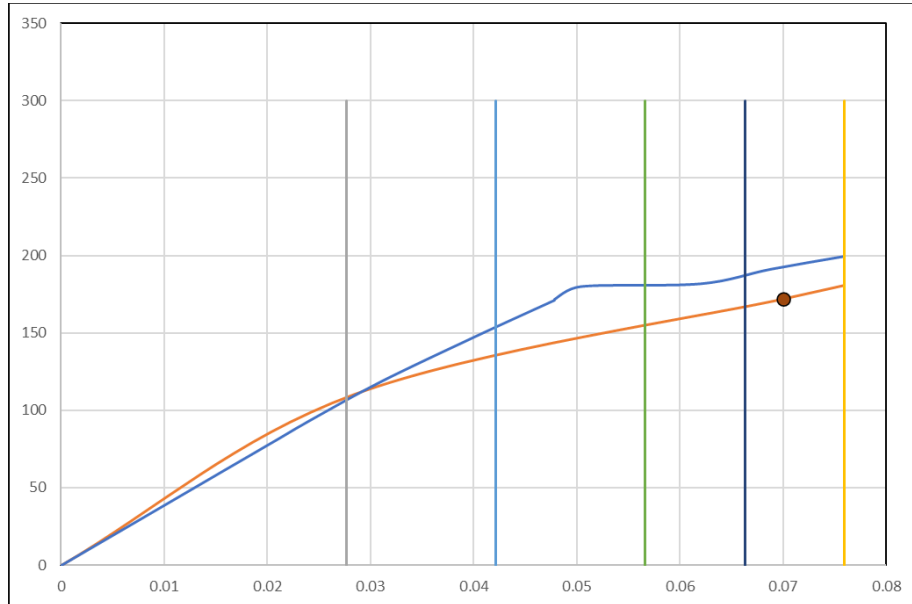
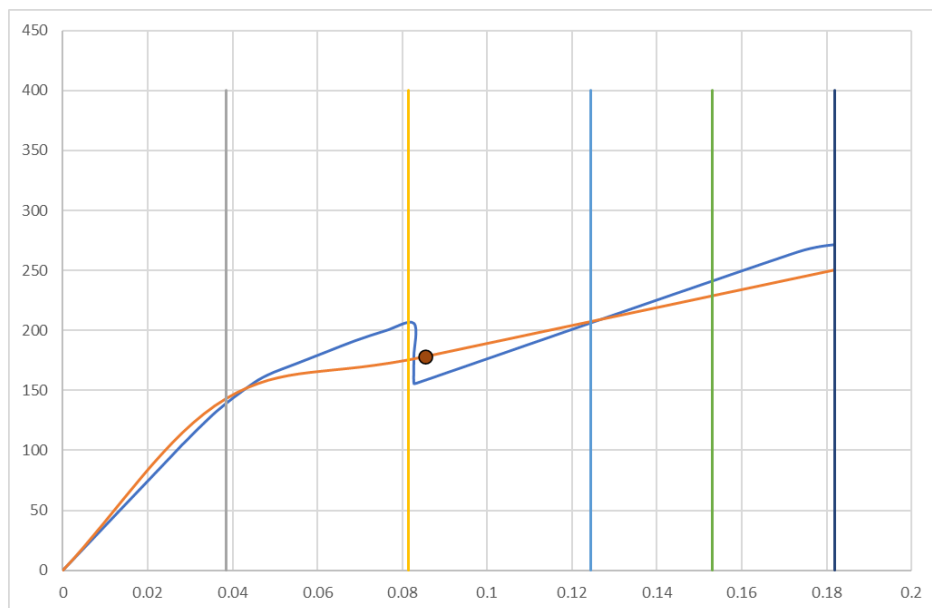


Figura 71.

Sectorización de curva de capacidad y punto de desempeño sísmico alcanzado en dirección Y para BSE-2E.



4.10.2 Estados de Daño Alcanzados

Los resultados que obtuvimos del análisis estático no lineal – pushover nos muestran que el módulo I y II en ambas direcciones de análisis y para ambos niveles de peligro sísmico alcanzan un estado de daño de severo a completo, produciendo fallas tanto en elementos estructurales como elementos no estructurales, además; de la pérdida de rigidez y resistencia del sistema resistente a fuerzas laterales generando así el colapso total o parcial de los módulos en donde no será posible una reparación.

En el caso de la escalera, al estar aislada de los módulos presenta un estado de daño entre ligero y moderado para la dirección X y un estado de daño entre moderado y severo en dirección Y según el nivel de peligro sísmico, en el que para ambos casos el sistema permanecerá funcional a pesar de los diferentes agrietamientos u otros daños en elementos estructurales, los elementos no estructurales también pueden resultar dañados.

Capítulo V: Discusión de Resultados

a. Los resultados que nos mostró el análisis modal espectral con el uso de la Norma Técnica de Diseño Sismorresistente tanto para el año 2006 como para el año 2018, el módulo I y II tienen un alto grado de vulnerabilidad ya que exceden la deriva inelástica de 0.007 para pórticos de concreto armado. La escalera en cambio cumple con dichos parámetros establecidos.

b. Los resultados del análisis estático no lineal – pushover indica que las estructuras del módulo I y II no cumplen con los niveles de desempeño sísmico, ya que existe daño severo o completo en los elementos estructurales con excepción de la escalera.

c. En base a los estudios y fuentes citadas, y en comparación a lo realizado en la presente investigación el módulo I y módulo II además de ser irregulares debido a que no están aislados muestran un comportamiento flexible ya que los elementos estructurales tienen

poca rigidez y de acuerdo con el análisis de rotulas plásticas presenta la falla de viga fuerte – columna débil.

5.1 Contratación de la Hipótesis

En el desarrollo de la tesis no se pudo contrastar la hipótesis ya que los resultados obtenidos muestran que los módulos I y II alcanzan niveles de desempeño sísmico de colapso para ambos sismos y ambas direcciones; y la hipótesis principal proponía que el edificio de la Universidad Alas Peruanas – Jaén cumplía con un nivel de desempeño sísmico adecuado para la función o uso para la que está destinada.

Conclusiones

El edificio de la Universidad Alas Peruanas – Jaén específicamente el módulo I y el módulo II no cumple con el nivel de desempeño sísmico adecuado para ningún tipo de peligro sísmico, por lo que no se garantiza su posterior funcionamiento después de un evento sísmico. Por lo tanto; necesitará un reforzamiento estructural.

El comportamiento inelástico del módulo I y módulo II en ambas direcciones de análisis y ambos niveles de peligro sísmico no presenta una adecuada capacidad para soportar deformaciones inelásticas y al mismo tiempo, estas deformaciones se reducen debido a la falta de redundancia en los elementos verticales resistentes a fuerzas laterales.

En los componentes no estructurales se pusieron en evidencia las siguientes deficiencias: los muros no estructurales de albañilería no presentan aislamiento y los paneles de vidrio se ven expuestos por la falta de protección sísmica o arriostramiento lateral al igual que las luces de emergencia, luminarias, etc. Por lo tanto; se espera que el daño que produzcan dichos componentes sea extenso.

Recomendaciones

Se conoce que ante la acción de un sismo las estructuras del módulo I y II no presentan un adecuado desempeño sísmico, ya que se debe proporcionar que cualquier estructura tenga un mecanismo de falla dúctil y resistencia suficiente para que pueda lograr su capacidad de deformación. Por ello; se propone el reforzamiento estructural de modo que la resistencia y la rigidez aumenten, esto se logra mediante la adición de muros de corte, adición de pórticos de concreto armado, arriostres metálicos, disipadores de energía, encamisado de concreto reforzado, entre otros.

Los daños que producirán los componentes no estructurales va a generar que ambos módulos queden inhabilitados, además; de generar grandes pérdidas económicas y sobre todo un riesgo adicional para los ocupantes. Por lo tanto; antes, durante y después de la construcción de un edificio debe ser considerado la protección sísmica de los componentes no estructurales.

Durante la etapa de diseño e incluso durante la construcción un factor importante a ser considerado debe ser la relación entre los muros no estructurales y la estructura, ya que estos deben estar aislados de manera correcta. Así mismo, deben encontrarse detallados en los planos y se deberán respetar sus condiciones al momento de su ejecución.

La estructura descrita en la tesis presenta desplazamientos mayores a los permitidos en las Normas, debido a que el número de columnas existentes es reducido y no cuenta con la rigidez necesaria; motivo por el que es importante que la redundancia de elementos esté presente en cada etapa de un proyecto, ya que brinda mejoras en cuanto a la capacidad de deformación de una estructura.

Referencias Bibliográficas

- (ATC-40), A. T. (1996). *Applied Technology Council (ATC-40)*. California: Seismic Safety Commission.
- (EUROCODE), D. o. (2004). *European Committee Standardization* . Europa: CEN National Members.
- Aguiar, R. (2002). *Analisis Sismico por Desempeño*. Obtenido de www.scribd.com:
<https://es.scribd.com/doc/311169063/capitulo2-1-pdf?cv=1>
- Aguilar, M. A. (2010). *Diseño sísmico basado en desempeño para una edificación de concreto reforzado*. Monterrey, Nuevo Leon.: Instituto Tecnológico y de Estudios Superiores de Monterrey.
- American Society of Civil Engineers (ASCE 41-17). (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Virginia: American Society of Civil Engineers.
- Applied Technology Council (ATC-40) . (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings* . California : California Seismic Safety Commission .
- ARQHYS. (01 de Septiembre de 2019). www.arqhys.com. Obtenido de
<https://www.arqhys.com/arquitectura/rotulas-plasticas.html>
- Booth, E. (2014). *Earthquake Design Practice for Buildings* . London: Thomas Telford.
- Bozzo, L., & Alex, B. (2000). *Diseño Sismoresistente de Edificios*. Barcelona: Reverte, s.a.
- Bravo, S. (2001). *Técnicas de Investigación Social*. Madrid: Paraninfo.
- Chopra, A. (2014). *Dinámica de Estructuras* . Mexico: Pearson.
- Chunque, J. (2013). *Nivel de Desempeño Sísmico del edificio "A" de la Universidad Privada del Norte - Sede Cajamarca*. Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca.
- Cieza, E. N. (2014). *Evaluación del desempeño sísmico del edificio hospital privado Jaen de la ciudad de Jaen* . Jaen : Universidad Nacional de Cajamarca .
- Computers structures Inc. (2016). *Manual Reference Analysis CSI - Integrated Building Desing Software*. California: Csi america.
- Crainic, L., & Munteanu, M. (2012). *Seismic Performance of Concrete Buildings*. London: CRC Press.
- Escalante, D. R. (2017). *Evaluación del desempeño sísmico del centro de salud Santa Rosa de la ciudad del Cusco ante la acción de un sismo severo*. Cusco: Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco.
- Etabs, C. S. (2018). *Integrated Building Desing Software. (Version 18.1.0 estudiantil)*. España.
- Federal Emergency Management Agency (FEMA 273). (1997). *Nehrp Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings* . Washington, D.C: Building Seismic Safety Council.
- Federica, G. (2016). www.researchgate.net. Obtenido de
https://www.researchgate.net/figure/Redefinition-of-SEAOC-Vision-2000-1995_fig1_289374618
- Fratelli, M. (1998). *Estructuras Sismo-resistentes* . Caracas, Venezuela : Biblioteca Central U.C.V .

- Gilmore, A. T. (2000). *Características mecánicas y desempeño sísmico de marcos dúctiles de concreto reforzado*. México: Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco.
- Helmer, S. (2017). *Determinación del desempeño sísmico para edificios en pórticos de concreto reforzado diseñados bajo la norma de diseño sísmico resistente C.C.C.S.R 84*. Santiago de Cali : Pontificia Universidad Javeriana .
- IGP. (01 de Septiembre de 2009 - 2020). *www.igp.gob.pe*. Obtenido de <http://intranet.igp.gob.pe/bdsismos/ultimosSismosSentidos.php>
- Instituto de la Construcción y Gerencia (ICG). (2019). *Reglamento Nacional de Edificaciones-Estructuras* . Lima: Fondo editorial ICG .
- Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico (INGEMMET). (01 de Septiembre de 2019). *www.academia.edu*. Obtenido de https://www.academia.edu/36537906/RIESGOS_GEOLÓGICOS_EN_LA_REGIÓN_CAJAMARCA_2C
- Kuroiwa, J. (2002). *Reducción de Desastres: Viviendo en armonía con la naturaleza*. Texas: CISMID.
- Medina, R., & Music, J. (2018). Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena. *Obras y Proyectos*, 63-77.
- Picon, C., & Vargas, D. (2011). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de la sede principal del Colegio de Santander en Bucaramanga*. Universidad Industrial de Santander , Bucaramanga, Colombia.
- Ramirez, J. (2014). *Desempeño Sismorresistente del Módulo C del Mercado de Abastos de los Baños del Inca. Cajamarca*. Universidad Nacional de Cajamarca , Cajamarca.
- Rondón, E. M. (2004). *Análisis Sísmico de edificaciones* . Colombia : Universidad Industrial de Santander .
- Sampieri, R. (2014). *Metodología de la Investigación*. Mexico: Mc Graw Hill Education.
- Structural Engineers Association of California (SEAOC). (1995). *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary*. California: Gail Hynes Shea, Albany, California.
- Tapia, I. R. (2013). *Ingeniería antisísmica - Principios básicos y aplicaciones* . Huancayo: Internacional Star Students .
- Vergara, A., & Zevallos, M. (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.

Anexos

Anexo 1: Hoja de Datos Resumida Para el Módulo I

HOJA DE DATOS RESUMIDA PARA EL MÓDULO I

DATOS DEL EDIFICIO

Nombre del edificio: UNIVERSIDAD ALAS PERUANAS Fecha: 08/05/2020
 Dirección del edificio: Calle Jorge Chávez y Orellana N°801 Sub.Lt.2 Sector Nuevo Horizonte – Jaén
 Latitud: 5°43'23.99" S Longitud: 78°48'16.30" Altitud: 782 m.s.n.m De:
 Año de construcción: 2008 Año de remodelación: ---- Código de diseño original: RNE-E030/E060-2006
 Área (m²): 284.89 Longitud (m): 33.25 Ancho (m): 12.20
 No. De Niveles: 4 niveles Altura Niveles: 3.00 m Altura Total: 12.00 m

USO Industrial Oficina Almacén Hospital Residencia Educación Otros

DATOS DE LA CONSTRUCCIÓN

Sistema estructural de cargas por gravedad: Pórticos de concreto armado
 Muros transversales exteriores: Si (albañilería) Apertura: No
 Muros longitudinales interiores: Si (albañilería) Apertura: No
 Materiales de techo / Marcos: Losas aligeradas de concreto armado
 Pisos intermedios / Marcos: Losas aligeradas de concreto armado
 Planta baja: Losa solida de concreto armado
 Columnas: Si Fundación: Si
 Condición general de la estructura: Buena – Operativa
 Niveles por debajo del grado: No
 Características especiales y comentarios: Entrepisos de concreto armado

SISTEMA RESISTENTE A FUERZAS LATERALES

	Longitudinal	Transversal
Sistema:	Pórticos	Pórticos
Elementos verticales:	Columnas	Columnas
Diafragmas:	Losa aligerada	Losa aligerada
Conexiones:	Monolíticas de concreto	Monolíticas de concreto

DATOS DE EVALUACION O ANALISIS

Factores de suelo para BSE-1E: Clase = E Fa = 1.14 Fv = 3.04
 Factores de suelo para BSE-2E: Clase = E Fa = 0.9 Fv = 2.40
 Respuesta espectral de aceleración (BSE-1E): S_{xs} = 0.91 S_{x1} = 0.73
 Respuesta espectral de aceleración (BSE-2E): S_{xs} = 1.35 S_{x1} = 0.96
 Nivel de Sismicidad: Alto Nivel de Desempeño: Ocupación inmediata (1-B)
 Periodo de módulo I: T = 0.49 seg
 Aceleración espectral (BSE-1E): Sa = 1.49 g

Aceleración espectral (BSE-2E): $S_a = 1.96 \text{ g}$
 Peso de módulo I: $W = 1040.89 \text{ Ton}$
 Fuerza pseudo lateral (BSE-1E): $V = 947.21 \text{ Ton}$
 Fuerza pseudo lateral (BSE-2E): $V = 1425.20 \text{ Ton}$

CLASIFICACION DEL EDIFICIO: Edificación esencial A2

LISTA DE CONTROL NIVEL 1 REQUERIDAS	SI	NO
Lista de comprobación de la configuración básica	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Lista comprobación estructural	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Llista de verificación de componentes no estructurales	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
REQUISITOS DE EVALUACION ADICIONAL:	SI	

Nota: Adaptado Apéndice C Hoja de Datos Resumida (pág. 383), por ASCE 41-17,

Copyright ASCE.

Anexo 2: Listas de Verificación Básica Para Módulo I

Completado por: Alicia Milagros Mera Yoplac Fecha: May-20
 Proyecto: Módulo I - Universidad Alas Peruanas

LISTA DE VERIFICACION BASICA PARA OCUPACION INMEDIATA

Muy baja sismicidad C: Cumple N/A: No aplicable
 Sistema del edificio NC: No cumple U: Desconocido

General

C	NC	N/A	U	CRITERIOS DE EVALUACION	COMENTARIO
X				TRAYECTORIA DE CARGA: La estructura deberá tener una trayectoria de carga completa, bien definida, que incluya elementos estructurales y conexiones, que sirven para transferir las fuerzas de inercia asociadas a la masa de todos los elementos del edificio a la cimentación.	
		X		EDIFICIOS ADYACENTES: La distancia entre el edificio que se está evaluando y cualquier edificio adyacente es mayor del 0,5% de la altura del edificio más corto en baja sismicidad, del 1,0% en moderada y del 3,0% en alta sismicidad.	No existen edificios adyacentes al módulo I.
X				ENTREPISOS: Los entrepisos interiores se sujetan de forma independiente a la estructura principal o se anclan a los elementos sismoresistentes de la estructura principal.	

Configuración del edificio

C	NC	N/A	U	CRITERIOS DE EVALUACION	COMENTARIO
X				PISO DEBIL: La suma de la resistencia al corte del sistema resistente a fuerzas sísmica en cualquier piso en cada dirección no será menor que el 80 % de la resistencia en el piso adyacente superior.	
X				PISO BLANDO: La rigidez del sistema resistente a fuerzas sísmicas en cualquier piso no será menor que el 70% de la rigidez en el piso adyacente superior o menor que el 80% de la rigidez promedio de los tres pisos superiores.	No se observó variación en el SRFS entre pisos
X				IRREGULARIDAD VERTICAL: Todos los elementos verticales del sistema de resistencia a la fuerza sísmica son continuos hasta los cimientos.	
X				GEOMETRIA: no hay cambios en la dimensión horizontal del sistema sismorresistente superiores al 30% en un piso con relación a los pisos adyacentes, excluyendo áticos de un piso y entrepisos.	
X				MASA: no hay cambios de más del 50% de la masa efectiva de un piso al siguiente. Cubiertas ligeras, áticos, y entreplantas no serán considerados.	
			X	TORSION: la distancia estimada entre el centro de masa y el centro de rigidez del piso es menor que el 20% del ancho del edificio.	Se verifica en el análisis.

Baja sismicidad: Completar los siguientes ítems adicionales a los ítems para baja sismicidad.

Peligros geológicos de sitio

C	NC	N/A	U	CRITERIOS DE EVALUACION	COMENTARIO
X				LICUEFACCION: suelos granulares sueltos, saturados, susceptibles a licuefacción, que puedan poner en peligro el desempeño sísmico del edificio no existen en el suelo de cimentación en una profundidad de 15.2 m por debajo del edificio.	De acuerdo a la topografía se aprecia que a 15m no existe riesgo de licuefacción.
X				FALLA DE TALUD: el edificio está suficientemente alejado de posibles fallas de talud provocadas por terremotos o caídas de rocas provocadas por dichas fallas, o es capaz de acomodarse a los movimientos esperados sin fallar.	
		X		RUPTURA POR FALLA DE LA SUPERFICIE: la ruptura por falla de la superficie y el desplazamiento de la superficie en el sitio del edificio no han sido anticipados.	

Moderada y alta sismicidad: Completar los siguientes ítems adicionales a los ítems para moderada y alta sismicidad.

Configuración de la Cimentación

C	NC	N/A	U	CRITERIOS DE EVALUACION	COMENTARIO
X				VOLTEO: la relación de la menor dimensión horizontal del SRFS en el nivel de fundación con la altura del edificio (base/altura) es mayor que 0.6 Sa.	Para módulo y para ambos niveles de peligro sísmicos.
		X		CONEXIÓN ENTRE LOS ELEMENTOS DE LA CIMENTACION: la cimentación esta conectada adecuadamente para resistir fuerzas sísmicas cuando zapatas, pilotes, y pilas no están restringidos por vigas, losas, o suelos clasificados como sitios de clase A, B o C.	

Nota: Adaptado Listas de Verificación Básica Para Módulo I (págs. 268 y 269), por ASCE 41-17, Copyright ASCE.

Anexo 3: Listas de Verificación Estructural Para Módulo I

Completado por: Alicia Milagros Mera Yoplac Fecha: May-20
 Proyecto: Módulo I - Universidad Alas Peruanas

LISTA DE VERIFICACION ESTRUCTURAL PARA OCUPACION INMEDIATA PARA EDIFICIOS TIPO C1: PORTICOS DE CONCRETO RESISTENTES A MOMENTO

Muy baja sismicidad Sistema Resistente a Fuerzas Sísmicas				C: Cumple NC: No cumple	N/A: No aplicable U: Desconocido
C	NC	N/A	U	CRITERIOS DE EVALUACION	COMENTARIO
X				REDUNDANCIA: el número de líneas de pórticos de concreto resistentes a momento en cada dirección principal es mayor o igual a 2.	
	X			INTERFERENCIA DE MUROS: todos los muros de relleno de concreto y albañilería colocados en pórticos resistentes a momento están aislados de los elementos estructurales.	Los muros de albañilería no cuentan con juntas sísmicas.
X				VERIFICACION DEL ESFUERZO CORTANTE EN COLUMNAS: el esfuerzo cortante en las columnas de concreto, calculado usando el procedimiento de Verificación Rápida es menor que el mayor de 0.69 MPa o $2\sqrt{f_c}$.	Para BSE-1E: X=0.39Mpa Y=0.22Mpa Para BSE-2E: X=0.58Mpa Y=0.32Mpa
X				VERIFICACION DEL ESFUERZO AXIAL: el esfuerzo axial causado por las fuerzas de momento solas, calculado usando el procedimiento de Verificación Rápida, es menor que 0.30 f _c .	Para BSE-1E: X=0.68Mpa Y=2.48Mpa Para BSE-2E: X=1.01Mpa Y=3.68Mpa
Conexiones					
C	NC	N/A	U	CRITERIOS DE EVALUACION	COMENTARIO
X				COLUMNAS DE CONCRETO: todas las columnas de concreto están ancladas dentro de la cimentación, y los anclajes son capaces de desarrollar la capacidad a tensión del refuerzo en las columnas	
Baja y moderada Sismicidad: Completar los siguientes ítems adicionales a los ítems para baja y n a Resistente a Fuerzas Sí:					
C	NC	N/A	U	CRITERIOS DE EVALUACION	COMENTARIO
X				PORTICOS DE LOSA SOLIDA: el SRFS no es un pórtico que consiste de columnas y losa solida o placas sin vigas.	
		X		ELEMENTOS DEL PORTICO PRETENSADOS: los pórticos resistentes a fuerzas sísmicas no incluirán ningún elemento pre-esforzado o post-tensado donde el pre-esfuerzo promedio excede al menor de 4.8 MPa o f _c /6 en posibles ubicaciones de	
X				COLUMNAS CORTAS: no existen columnas en un nivel con relaciones altura/espesor menor al 75 % de la relación altura/espesor de las columnas típicas de	
			X	EVITAR FALLAS POR CORTE: la capacidad de corte de los miembros del pórtico es capaz de desarrollar la capacidad de momento en los extremos de los miembros.	Se verificara en el nivel de evaluacion 3.
			X	COLUMNA FUERTE - VIGA DEBIL: la suma de la capacidad de momento de las columnas es 20% mayor que la de las vigas en los nudos del pórtico.	Se verificara en el nivel de evaluacion 3.
X				REFUERZO EN VIGAS: al menos 2 barras longitudinales en la parte superior y en la base se extienden continuamente a través de la longitud de cada viga del pórtico. Al menos el 25% del refuerzo longitudinal proporcionado en los nudos ya sea para momento negativo o positivo será continuo a través de la longitud de los miembros.	De acuerdo a los planos estructurales
X				EMPALMES EN COLUMNAS: las longitudes de traslape en empalmes serán mayores a 50 db y estarán confinados por estribos espaciados a no menos de 8db. Alternativamente, as barras en columnas se empalmarán con acopladores mecánicos con una capacidad de al menos 1.25 el esfuerzo de fluencia de la barra empalmada.	De acuerdo a los planos estructurales
X				EMPLAMES EN VIGAS: los traslapes de empalme o los acopladores mecánicos para el refuerzo longitudinal en vigas no estarán ubicados a una distancia de lb/4 de los nudos o situados en las proximidades de las posibles ubicaciones de las rótulas.	De acuerdo a los planos estructurales
			X	ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS: las columnas del pórtico tendrán estribos espaciados a no menos de d/4 a través de su longitud y a no menos de 8db en todas las posibles ubicaciones de las rotulas.	No se aprecian detalles en los planos estructurales proporcionados.
X				ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS EN VIGAS: todas las vigas tendrán estribos espaciados a no menos de d/2 a lo largo de su longitud. En posibles ubicaciones de rotulas plásticas, los estribos estarán espaciados a no menos del mínimo de 8db o d/4.	
		X		REFORMAZAMIENTO TRANSVERSAL DE NUDOS: nudos viga-columna tendrán estribos	
		X		EXCENRICIDAD EN LOS NUDOS: no existen excentricidades mayores que el 20% de la menor dimensión en planta de la columna entre los ejes de vigas y	
X				GANCHOS EN ESTRIBOS: los estribos de vigas y columnas están anclados dentro del núcleo del miembro con ganchos de 135 grados o más.	
		X		LOSAS SOLIDAS: las losas solidas que no formen parte del SRFS tienen acero continuo en la base a través de los nudos en columnas.	
Diafragmas					
C	NC	N/A	U	CRITERIOS DE EVALUACION	COMENTARIO
X				CONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA: los diafragmas no están compuestos por pisos con desniveles y no tienen juntas de expansión.	
X				IRREGULARIDADES EN PLANTA: se cuenta con la capacidad a tracción para desarrollar las fuerzas del diafragma en esquinas entrantes u otros lugares con irregularidad en planta.	Difragma delimitado por vigas.
		X		REFORMAZAMIENTO DEL DIAFRAGMA EN ABERTURAS: existe refuerzo alrededor de todas las aberturas mayores al 50% del ancho del edificio en su mayor dimensión en planta.	No presenta aberturas significativas.

Nota: Adaptado Listas de Verificación Estructural Para Módulo I (págs. 296-298), por ASCE 41-17, Copyright ASCE.

Anexo 4: Listas de Verificación No Estructural Para Módulo I

Completado por: Alicia Milagros Mera Yoplac **Fecha:** May-20
Proyecto: Módulo I - Universidad Alas Peruanas

LISTA DE VERIFICACION NO ESTRUCTURAL PARA RETENCION DE LA POSICION

				C: Cumple	NC: No cumple		
				N/A: No aplicable	U: Desconocido		
Sistemas de seguridad de vida							
C	NC	N/A	U	CRITERIOS DE EVALUACION		COMENTARIO	
	X			TUBERIA CONTRA INCENDIO: la tubería contra incendio está anclada y reforzadas.			
		X		ACOPLES FLEXIBLES: la tubería contra incendio tiene acoples flexibles.			
	X			ENERGIA DE EMERGENCIA: el equipo usado para brindar energía o controlar los sistemas de seguridad de vida está anclado o reforzados.			
		X		ESCALERA Y DUCTOS DE HUMO: escaleras presurizadas y ductos de control de humo están arriostrados y tienen conexiones flexibles en juntas			
		X		SEPARACION DE LOS ROCIADORES EN FALSO TECHOS: las perforaciones a través del falso techo, proporcionan una separación adecuada a los dispositivos contra incendio.		No presenta sistema de rociadores.	
	X			LUCES DE EMERGENCIA: los equipos de luces de emergencia y salida están anclados y arriostrados.		Luces de emergencia no se encuentran ancladas.	
Materiales peligrosos							
C	NC	N/A	U	CRITERIOS DE EVALUACION		COMENTARIO	
		X		EQUIPOS CON MATERIALES PELIGROSOS: los equipos montados en aisladores de vibración y contienen materiales peligrosos están equipados con sistemas de sujecion o amortiguadores			
		X		ALMACEN DE MATERIALES PELIGROSOS: envases frágiles que contengan materiales peligrosos, incluyendo los balones de gas, están restringidos por puertas con pestillos, patillas en estantes, alambres u otros			
		X		DISTRIBUCION DE MATERIALES PELIGROSOS: tuberías o redes de ductos que transportan materiales peligrosos, están arriostrados o protegidos de otra manera contra el daño que permita la fuga de los materiales			
		X		VALVULAS DE CIERRE: las tuberías que contienen materiales peligrosos, incluyendo gas natural, tienen válvulas de cierre u otro dispositivo que limite derrames o fugas.			
		X		ACOPLES FLEXIBLES: ductos y tuberías de materiales peligrosos, incluyendo la tubería de gas natural, tienen acoples flexibles.			
		X		TUBERIAS O DUCTOS QUE CRUZAN JUNTAS SISMICAS: las tuberías o conductos que transportan materiales peligrosos que cruzan ya sea juntas sísmicas o planos aislados o están conectadas a estructuras independientes tienen acoples u otro detallamiento para acomodarse a los desplazamientos sísmicos relativos.			
Particiones							
C	NC	N/A	U	CRITERIOS DE EVALUACION		COMENTARIO	
	X			ALBAÑILERIA SIN REFUERZO: albañilería sin refuerzo o particiones de ladrillos huecos de arcilla están arriostrados a una distancia de como máximo 3m en baja y moderada sismicidad, o como máximo 1.80m en alta sismicidad.			
		X		PARTICIONES PESADAS SOPORTADAS POR FALSO TECHOS: la parte superior de las particiones de albañilería no están soportadas lateralmente por un sistema integrado de falso techo.			
	X			DERIVA: particiones rígidas están detalladas para acomodarse a los siguientes ratios de deriva: en pórticos de acero, pórticos de concreto, y edificios de entramados de madera, 0.02; en otros edificios, 0.005.			
		X		PARTICIONES DE LUZ APOYADAS POR TECHOS: la parte superior de los tabiques de yeso no están apoyadas lateralmente por un sistema integrado de techo.			
	X			SEPARACION ESTRUCTURAL: las particiones que cruzan separaciones estructurales tienen juntas sísmicas o de control.		Solo existe junta sísmica en la escalera (la escalera se encuentra aislada de toda la estructura)	

Nota: Adaptado Listas de Verificación No Estructural Para Módulo I (pág. 319), por ASCE 41-17, Copyright ASCE.

Anexo 5: Listas de Verificación No Estructural Para Módulo I

LISTA DE VERIFICACION NO ESTRUCTURAL PARA RETENCION DE LA POSICION			
Falso techo			
C	NC	N/A	U
			CRITERIOS DE EVALUACION
		X	MARCO SUSPENDIDO Y BALDOSAS: falso techos de marcos suspendido y baldosas tienen anclajes que resisten fuerzas sísmicas para cada 12 pies ² (1.10 m ²) de área.
		X	PLACAS DE YESOS SUSPENDIDAS: falso techos de placas de yeso suspendidas tienen anclajes que resisten fuerzas sísmicas para cada 12 pies ² (1.10m ²) de área.
		X	TECHOS INTEGRADOS: Los techos suspendidos integrados con áreas continuas de más de 13,4 m ² y los techos de áreas más pequeñas que no estén rodeados por tabiques de contención se sujetan lateralmente a un espacio no mayor de 3,6 m con miembros adheridos a la estructura superior. Cada lugar de sujeción tiene un mínimo de cuatro alambres diagonales y puntales de compresión, o miembros diagonales capaz de resistir la compresión.
		X	LIMITACIÓN DE BORDES: Los bordes libres de los techos suspendidos integrados con áreas continuas mayores que (13,4 m ²) tienen una distancia del tabique en Sismicidad Moderada (13mm) y en Alta Sismicidad (19mm)
		X	CONTINUIDAD A TRAVÉS DE LAS JUNTAS DE LA ESTRUCTURA: El sistema de techo no cruza ninguna junta sísmica y no está unido a múltiples estructuras independientes.
		X	SOPORTE DE BORDE: Los bordes libres de los techos suspendidos integrados con áreas continuas de más de 13,4 m ² están soportados por ángulos de cierre o canales de no menos de (51 mm) de ancho.
		X	JUNTAS SISMICAS: techos de paneles acústicos tienen juntas de separación sísmicas de manera que cada porción continua de techo no es mayor que 230m ² y tienen una relación de dimensión larga-corta de no más de 4 a 1.
			COMENTARIO
			No atraviesa juntas sísmicas.
			No presenta paneles acústicos.
Instalaciones de luz			
C	NC	N/A	U
			CRITERIOS DE EVALUACION
		X	SOPORTE INDEPENDIENTE: las instalaciones de luz que pesen más por metro cuadrado que el falso techo están soportados por soportes independientes del sistema de suspensión del techo por un mínimo de 2 cables en las esquinas diagonalmente opuestas de cada aparato.
		X	SOPORTES COLGANTES: las instalaciones de luz se fijan a un espacio igual o inferior a 6 ft.
		X	CUBIERTA DE LUMINARIAS: las cubierta de las luminarias en las instalaciones de luz están unidas con dispositivos seguros.
			COMENTARIO
			Luminarias no presentan soportes adecuados.
			No presenta luminarias colgantes.
Revestimientos y vidrios			
C	NC	N/A	U
			CRITERIOS DE EVALUACION
		X	REVESTIMIENTO ANCLADO: los componentes del revestimiento que pesen más de 10lb/ft ² están ancladas mecánicamente a la estructura con un espaciamiento igual o menor que los siguientes: para seguridad de vida en moderada sismicidad, 1.8m; para seguridad de vida en alta sismicidad y para retención de la posición en cualquier sismicidad, 1.2m.
		X	REVESTIMIENTO AISLADO: para edificios de pórticos de acero o concreto, las conexiones de los paneles están detalladas para acomodarse a ratios de deriva de piso de por lo menos: para seguridad de vida en moderada sismicidad, 0.01; para seguridad de vida en alta sismicidad y para retención de la posición en cualquier sismicidad, 0.02.
		X	PANELES MULTI - PISO: para paneles multi-piso anclados a mas de un nivel de piso, las conexiones del panel serán detalladas para acomodarse a ratios de deriva de piso de por lo menos: para seguridad de vida en moderada sismicidad, 0.01; para seguridad de vida en alta sismicidad y para retención de la posición en cualquier sismicidad, 0.02.
		X	CONEXIÓN DE PANELES: los paneles de revestimiento están anclados fuera de plano con un número mínimo de conexiones para cada panel, como sigue: para seguridad de vida en moderada sismicidad, 2 conexiones; para seguridad de vida en alta sismicidad y para retención de la posición en cualquier sismicidad, 4 conexiones.
		X	TECHOS DE VIDRIO: paneles de vidrio de cualquier tamaño en muros cortina y los paneles interiores o exteriores de más de 16pies ² de área son vidrio laminado o vidrio reforzado laminado y se detallan para permanecer en el marco cuando se agrietan.
			COMENTARIO
			Paneles de vidrio anclados a la estructura, sin ningun aislamiento.
			Paneles de vidrio anclados a la estructura, sin ningun aislamiento.
			No presenta techos de vidrio.

Nota: Adaptado Listas de Verificación No Estructural Para Módulo I (pág. 320), por ASCE 41-17, Copyright ASCE.

Anexo 6: Listas de Verificación No Estructural Para Módulo I

LISTA DE VERIFICACION NO ESTRUCTURAL PARA RETENCION DE LA POSICION

Parapetos, cornisas apendices				C: Cumple	NC: No cumple
				N/A: No aplicable	U: Desconocido
C	NC	N/A	U	CRITERIOS DE EVALUACION	COMENTARIO
		X		PARAPETOS DE ALBAÑILERIA SIN REFUERZO NO SOPORTADA O CORNISAS: los parapetos de albañilería no reforzada sin soporte lateral o cornisas tienen una relación altura-espesor no mayor que: para seguridad de vida en baja o moderada sismicidad, 2.5; para seguridad de vida en alta sismicidad y para retención de la posición en cualquier sismicidad, 1.5.	
		X		MARQUESINAS: marquesinas en salidas de los edificios están ancladas a la estructura con un espaciamiento no mayor que: para seguridad de vida en baja y moderada sismicidad, 3m; para seguridad de vida en alta sismicidad y para retención de la posición en cualquier sismicidad (1.8m).	
		X		PARPETOS DE CONCRETO: parapetos de concreto con relacione de altura-espesor mayores que 2.5 tienen refuerzo vertical.	
	X			APENDICES: cornisas, parapetos, anuncios y otros adornos o apéndices que se extienden por encima del punto más alto de anclaje de la estructura o componentes de voladizos están reforzados y anclados al sistema estructural con un espaciamiento igual o menor que 1.80m. Este ítem de la lista de verificación no se aplica a parapetos o cornisas cubiertos nor otros ítems	Letras con nombre del edificio no presentan adecuado anclaje.
Escaleras					
C	NC	N/A	U	CRITERIOS DE EVALUACION	COMENTARIO
	X			CAJA DE ESCALERA: muros de albañilería sin refuerzo alrededor de la escalera están restringidos lateralmente y tienen relaciones de altura-espesor no mayores que: para seguridad de vida en baja o moderada sismicidad, de 15 a 1; para seguridad de vida en alta sismicidad y para retención de la posición en cualquier sismicidad, 12 a 1.	
X				DETALLE DE ESCALERA: en estructuras de pórticos de concreto, las conexiones entre la escalera y la estructura no depende de anclajes de poca profundidad en el concreto.	Unida monolíticamente a la losa de piso.
Contenido y mobiliario					
C	NC	N/A	U	CRITERIOS DE EVALUACION	COMENTARIO
		X		ESTANTES DE ALMACENAMIENTO INDUSTRIAL: estantes de almacenamiento industrial de más de 12 ft de altura cumplen con los requisitos de la norma ANSI/MH 16.1 modificado por el ASCE 7 capítulo	
	X			CONTENIDOS ALTOS Y ESTRECHOS: contenidos de más de 1.80m de altura con relaciones de altura-espesor o altura-ancho mayores que 3 a 1 serán anclados a la estructura o entre ellos.	
	X			CONTENIDO CON TENDENCIA A CAER: equipos, artículos almacenados, u otros contenidos que pesen más de 9.1 kg cuyo centro de masa esta 1.20m por encima del piso del nivel serán arriostrados o restringidos de alguna forma.	Equipos u otros contenidos no cuentan con arriostramiento.
		X		FALSO SUELO: falso suelos de más de 229 mm de altura serán reforzados.	
		X		EQUIPOS EN FALSO SUELO: equipos y otros contenidos soportado por el sistema de falso suelo serán anclados o arriostrados a la estructura independientemente del falso suelo.	No presenta falso suelo.
X				CONTENIDO SUSPENDIDO: artículos suspendidos sin refuerzo lateral son libres de balancearse o moverse con la estructura de la que se suspenden sin dañarse o dañar a los componentes contíguo.	

Nota: Adaptado Listas de Verificación No Estructural Para Módulo I (pág. 322), por ASCE 41-17, Copyright ASCE.

Anexo 7: Listas de Verificación No Estructural Para Módulo I

LISTA DE VERIFICACION NO ESTRUCTURAL PARA RETENCION DE LA POSICION

Equipamiento mecánico y eléctrico				C: Cumple	NC: No cumple
				N/A: No aplicable	U: Desconocido
C	NC	N/A	U	CRITERIOS DE EVALUACION	COMENTARIO
X				EQUIPOS PROPENSOS A CAERSE: equipos con peso mayor que 9.1kg cuyo centro de masa está a más de 1.20m del nivel de piso adyacente, y que no es un equipo en línea, esta arriostrado.	
		X		EQUIPOS EN LINEA: equipos instalados en línea con un sistema de ductos o tuberías, con un peso operativo de más de 34 kg, está apoyado e independientemente arriostrado lateralmente del sistema de ductos o tuberías.	
		X		EQUIPOS ALTOS Y ESTRECHOS: equipos de más de 1.80 m de altura con una relación altura-espesor o altura-ancho mayor que 3 a 1 están anclados a la losa de piso o a los muros estructurales adyacentes.	
		X		PUERTAS MECANICAS: puertas operadas mecánicamente están detalladas para operar en ratios de deriva de piso de 0.01.	
X				EQUIPOS SUSPENDIDOS: equipos suspendidos sin refuerzo lateral son libres para balancearse o moverse con la estructura de la que está suspendido sin dañarse o dañar o los componentes contiguos.	
		X		AISLADORES DE VIBRACION: equipo montado sobre aisladores de vibración están equipados con restricciones horizontales o amortiguadores y con restricciones verticales para resistir volteo.	
		X		EQUIPO PESADO: equipos pesados soportados por el piso o por plataformas con peso mayor que 181.4 kg están anclados a la estructura.	
X				EQUIPO ELECTRICO: equipo eléctrico esta arriostrado lateralmente a la estructura.	
		X		ACOPLES DE CONDUCTOS: los conductos con un tamaño operativo mayor que 64mm que estén unidos a los paneles, gabinetes, u otros equipos y están sometidos a desplazamientos sísmicos relativos tienen acoples o conexiones flexibles.	
Tuberías					
C	NC	N/A	U	CRITERIOS DE EVALUACION	COMENTARIO
		X		ACOPLES FLEXIBLES: tuberías de fluidos y gas tiene acoples flexibles.	
		X		TUBERIAS DE FLUIDOS Y GAS: tuberías de fluidos y gas están anclados y arriostrados a la estructura para limitar derrames o fugas.	
		X		ABRAZADERAS EN C: abrazaderas en C que soportan tuberías con diámetros mayores que 64mm están restringidas.	No presenta tuberías de mas 2.5pulg.
		X		TUBERIAS CRUZANDO JUNTAS SISMICAS: tuberías que cruzan juntas sísmicas o planos aislados o están conectadas a estructuras independientes tienen acoples u otro detallamiento para acomodarse al desplazamiento	Tuberías no cruzan juntas sísmicas.
Ductos					
C	NC	N/A	U	CRITERIOS DE EVALUACION	COMENTARIO
		X		DUCTOS ARRIOSTRADOS: red de ductos rectangulares con sección transversal mayor que 0.56m ² y ductos circulares con diámetros mayores que 711mm están arriostrados. El máximo espaciamiento del arriostramiento transversal no excederá de 9.2m. El máximo espaciamiento de arriostramiento longitudinal no excederá de 18.3m.	El edificio no cuenta con ductos.
		X		SOPORTE DE LOS DUCTOS: los ductos no son soportados por tuberías o conductos eléctricos.	
		X		DUCTOS CRUZANDO JUNTAS SISMICAS: ductos que cruzan juntas sísmicas, planos aislados o están conectados a estructuras independientes tienen acoples u otro detallamiento para acomodarse a los desplazamientos sísmicos relativos.	

Nota: Adaptado Listas de Verificación No Estructural Para Módulo I (págs. 323 y 324), por ASCE 41-17, Copyright ASCE.

Anexo 8: Hoja de Datos Resumida Para el Módulo II

HOJA DE DATOS RESUMIDA PARA EL MÓDULO II

DATOS DEL EDIFICIO

Nombre del edificio: UNVERSIDAD ALAS PERUANAS Fecha: 08/05/2020
 Dirección del edificio: _Calle Jorge Chávez y Orellana N°801 Sub.Lt.2 Sector Nuevo Horizonte – Jaén
 Latitud: 5°43'23.99" S Longitud: 78°48'16.30" Altitud: 782 m.s.n.m
 Año de construcción: 2008 Año de remodelación: ---- Código de diseño original: RNE-E030/E060-2006
 Área (m²): 270.86 Longitud (m): 33.90 Ancho (m): 11.00
 No. De Niveles: 4 niveles Altura Niveles: 3.00 m Altura Total: 12.00 m

USO Industrial Oficina Almacén Hospital Residencia Educación Otros

DATOS DE LA CONSTRUCCIÓN

Sistema estructural de cargas por gravedad: Pórticos de concreto armado
 Muros transversales exteriores: Si (albañilería) Apertura: No
 Muros longitudinales interiores: Si (albañilería) Apertura: No
 Materiales de techo / Marcos: Losas aligeradas de concreto armado
 Pisos intermedios / Marcos: Losas aligeradas de concreto armado
 Planta baja: Losa solida de concreto armado
 Columnas: Si Fundación: Si
 Condición general de la estructura: Buena – Operativa
 Niveles por debajo del grado: No
 Características especiales y comentarios: Entrepisos de concreto armado

SISTEMA RESISTENTE A FUERZAS LATERALES

	Longitudinal	Transversal
Sistema:	Pórticos	Pórticos
Elementos verticales:	Columnas	Columnas
Diafragmas:	Losa aligerada	Losa aligerada
Conexiones:	Monolíticas de concreto	Monolíticas de concreto

DATOS DE EVALUACION O ANALISIS

Factores de suelo para BSE-1E: Clase = E Fa =1.14 Fv = 3.04
 Factores de suelo para BSE-2E: Clase = E Fa =0.9 Fv = 2.40
 Respuesta espectral de aceleración (BSE-1E): S_{xs} = 0.91 S_{x1} = 0.73
 Respuesta espectral de aceleración (BSE-2E): S_{xs} = 1.35 S_{x1} = 0.96
 Nivel de Sismicidad: Alto Nivel de Desempeño: Ocupación inmediata (1-B)
 Periodo de módulo I: T = 0.49 seg
 Aceleración espectral (BSE-1E): Sa = 1.49 g

Aceleración espectral (BSE-2E):	Sa = 1.96 g
Peso de módulo II:	W = 1037.69 Ton
Fuerza pseudo lateral (BSE-1E):	V = 944.30 Ton
Fuerza pseudo lateral (BSE-2E):	V = 1400.88 Ton

CLASIFICACION DEL EDIFICIO: Edificación esencial A2

LISTA DE CONTROL NIVEL 1 REQUERIDAS	SI	NO
Lista de comprobación de la configuración básica	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Lista comprobación estructural	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Lista de verificación de componentes no estructurales	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

REQUISITOS DE EVALUACION ADICIONAL: SI

Nota: Adaptado Apéndice C Hoja de Datos Resumida (pág. 383), por ASCE 41-17,

Copyright ASCE.

Anexo 8: Listas de Verificación Básica Para Módulo II

Completado por: Alicia Milagros Mera Yoplac
Proyecto: Módulo II - Universidad Alas Peruanas

Fecha: May-20

LISTA DE VERIFICACION BASICA PARA OCUPACION INMEDIATA

Muy baja sismicidad				C: Cumple	N/A: No aplicable
Sistema del edificio				NC: No cumple	U: Desconocido
General					
C	NC	N/A	U	CRITERIOS DE EVALUACION	COMENTARIO
X				TRAYECTORIA DE CARGA: La estructura deberá tener una trayectoria de carga completa, bien definida, que incluye elementos estructurales y conexiones, que sirven para transferir las fuerzas de inercia asociadas a la masa de todos los elementos del edificio a la cimentación.	
		X		EDIFICIOS ADYACENTES: La distancia entre el edificio que se está evaluando y cualquier edificio adyacente es mayor del 0,5% de la altura del edificio más corto en baja sismicidad, del 1,0% en moderada y del 3,0% en alta sismicidad.	No existen edificios adyacentes al módulo II
X				ENTREPISOS: Los entrepisos interiores se sujetan de forma independiente a la estructura principal o se anclan a los elementos sismoresistentes de la estructura principal.	
Configuración del edificio					
C	NC	N/A	U	CRITERIOS DE EVALUACION	COMENTARIO
X				PISO DEBIL: La suma de la resistencia al corte del sistema resistente a fuerzas sísmica en cualquier piso en cada dirección no será menor que el 80 % de la resistencia en el piso adyacente superior.	
X				PISO BLANDO: La rigidez del sistema resistente a fuerzas sísmicas en cualquier piso no será menor que el 70% de la rigidez en el piso adyacente superior o menor que el 80% de la rigidez promedio de los tres pisos superiores.	No se observó variación en el SRFS entre pisos
X				IRREGULARIDAD VERTICAL: Todos los elementos verticales del sistema de resistencia a la fuerza sísmica son continuos hasta los cimientos.	
X				GEOMETRIA: no hay cambios en la dimensión horizontal del sistema sismorresistente superiores al 30% en un piso con relación a los pisos adyacentes, excluyendo áticos de un piso y entrepisos.	
X				MASA: no hay cambios de más del 50% de la masa efectiva de un piso al siguiente. Cubiertas ligeras, áticos, y entreplantas no serán considerados.	
			X	TORSION: la distancia estimada entre el centro de masa y el centro de rigidez del piso es menor que el 20% del ancho del edificio.	Se verifica en el analisis.
Baja sismicidad: Completar los siguientes ítems adicionales a los ítems para baja sismicidad.					
Peligros geológicos de sitio					
C	NC	N/A	U	CRITERIOS DE EVALUACION	COMENTARIO
X				LICUEFACCION: suelos granulares sueltos, saturados, susceptibles a licuefacción, que puedan poner en peligro el desempeño sísmico del edificio no existen en el suelo de cimentación en una profundidad de 15.2 m por debajo del edificio.	De acuerdo a la topografía se aprecia que a 15m no existe riesgo de licuefacción.
X				FALLA DE TALUD: el edificio está suficientemente alejado de posibles fallas de talud provocadas por terremotos o caídas de rocas provocadas por dichas fallas, o es capaz de acomodarse a los movimientos esperados sin fallar.	
		X		RUPTURA POR FALLA DE LA SUPERFICIE: la ruptura por falla de la superficie y el desplazamiento de la superficie en el sitio del edificio no han sido anticipados.	
Moderada y alta sismicidad: Completar los siguientes ítems adicionales a los ítems para moderada y alta sismicidad.					
Configuración de la Cimentación					
C	NC	N/A	U	CRITERIOS DE EVALUACION	COMENTARIO
X				VOLTEO: la relación de la menor dimensión horizontal del SRFS en el nivel de fundación con la altura del edificio (base/altura) es mayor que 0.6 Sa.	Para módulo y para ambos niveles de peligro sísmicos.
		X		CONEXIÓN ENTRE LOS ELEMENTOS DE LA CIMENTACION: la cimentación esta conectada adecuadamente para resistir fuerzas sísmicas cuando zapatas, pilotes, y pilas no están restringidos por vigas, losas, o suelos clasificados como sitios de clase A, B o C.	

Nota: Adaptado Listas de Verificación Básica Para Módulo I (págs. 268 y 269), por ASCE

41-17, Copyright ASCE.

Anexo 9: Listas de Verificación Estructural Para Módulo II

LISTA DE VERIFICACION ESTRUCTURAL PARA OCUPACION INMEDIATA PARA EDIFICIOS TIPO C1: PORTICOS DE CONCRETO RESISTENTES A MOMENTO					
C: Cumple N/A: No aplicable NC: No cumple U: Desconocido					
Muy baja sismicidad					
Sistema Resistente a Fuerzas Sísmicas					
C	NC	N/A	U	CRITERIOS DE EVALUACION	COMENTARIO
X				REDUNDANCIA: el número de líneas de pórticos de concreto resistentes a momento en cada dirección principal es mayor o igual a 2.	
	X			INTERFERENCIA DE MUROS: todos los muros de relleno de concreto y albañilería colocados en pórticos resistentes a momento están aislados de los elementos estructurales.	Los muros de albañilería no cuentan con juntas sísmicas.
X				VERIFICACION DEL ESFUERZO CORTANTE EN COLUMNAS: el esfuerzo cortante en las columnas de concreto, calculado usando el procedimiento de Verificación Rápida es menor que el mayor de 0.69 MPa o $2\sqrt{f_c}$.	Para BSE-1E: X=0.49Mpa Y=0.20Mpa Para BSE-2E: X=0.69Mpa Y=0.29Mpa
X				VERIFICACION DEL ESFUERZO AXIAL: el esfuerzo axial causado por las fuerzas de momento solas, calculado usando el procedimiento de Verificación Rápida, es menor que 0.30 f_c .	Para BSE-1E: X=0.59Mpa Y=3.19Mpa Para BSE-2E: X=1.32Mpa Y=4.73Mpa
Conexiones					
C	NC	N/A	U	CRITERIOS DE EVALUACION	COMENTARIO
X				COLUMNAS DE CONCRETO: todas las columnas de concreto están ancladas dentro de la cimentación, y los anclajes son capaces de desarrollar la capacidad a tensión del refuerzo en las columnas	
Baja y moderada Sismicidad: Completar los siguientes ítems adicionales a los ítems para baja y moderada sismicidad.					
Sistema Resistente a Fuerzas Sísmicas					
C	NC	N/A	U	CRITERIOS DE EVALUACION	COMENTARIO
X				PORTICOS DE LOSA SOLIDA: el SRFS no es un pórtico que consiste de columnas y losa solida o placas sin vigas.	
		X		ELEMENTOS DEL PÓRTICO PRETENSADOS: los pórticos resistentes a fuerzas sísmicas no incluirán ningún elemento pre-esforzado o post-tensado donde el pre-esfuerzo promedio excede al menor de 4.8 MPa o $f_c/6$ en posibles ubicaciones de rótulas.	
X				COLUMNAS CORTAS: no existen columnas en un nivel con relaciones altura/espesor menor al 75 % de la relación altura/espesor de las columnas típicas de ese nivel.	
			X	EVITAR FALLAS POR CORTE: la capacidad de corte de los miembros del pórtico es capaz de desarrollar la capacidad de momento en los extremos de los miembros.	Se verificara en el nivel de evaluacion 3.
			X	COLUMNA FUERTE - VIGA DEBIL: la suma de la capacidad de momento de las columnas es 20% mayor que la de las vigas en los nudos del pórtico.	Se verificara en el nivel de evaluacion 3.
X				REFUERZO EN VIGAS: al menos 2 barras longitudinales en la parte superior y en la base se extienden continuamente a través de la longitud de cada viga del pórtico. Al menos el 25% del refuerzo longitudinal proporcionado en los nudos ya sea para momento negativo o positivo será continuo a través de la longitud de los miembros.	De acuerdo a los planos estructurales
X				EMPALMES EN COLUMNAS: las longitudes de traslape en empalmes serán mayores a 50 db y estarán confinados por estribos espaciados a no menos de 8db. Alternativamente, as barras en columnas se empalmarán con acopladores mecánicos con una capacidad de al menos 1.25 el esfuerzo de fluencia de la barra empalmada.	De acuerdo a los planos estructurales
X				EMPLAMES EN VIGAS: los traslapes de empalme o los acopladores mecánicos para el refuerzo longitudinal en vigas no estarán ubicados a una distancia de $1b/4$ de los nudos o situados en las proximidades de las posibles ubicaciones de las rótulas.	De acuerdo a los planos estructurales
			X	ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS: las columnas del pórtico tendrán estribos espaciados a no menos de $d/4$ a través de su longitud y a no menos de 8db en todas las posibles ubicaciones de las rótulas.	No se aprecian detalles en los planos estructurales proporcionados.
X				ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS EN VIGAS: todas las vigas tendrán estribos espaciados a no menos de $d/2$ a lo largo de su longitud. En posibles ubicaciones de rótulas plásticas, los estribos estarán espaciados a no menos del mínimo de 8db o $d/4$.	
		X		REFORZAMIENTO TRANSVERSAL DE NUDOS: nudos viga-columna tendrán estribos espaciados a no menos de 8db.	
		X		EXCENTRICIDAD EN LOS NUDOS: no existen excentricidades mayores que el 20% de la menor dimensión en planta de la columna entre los ejes de vigas y columnas.	
X				GANCHOS EN ESTRIBOS: los estribos de vigas y columnas están anclados dentro del núcleo del miembro con ganchos de 135 grados o más.	
			X	LOSAS SOLIDAS: las losas solidas que no formen parte del SRFS tienen acero continuo en la base a través de los nudos en columnas.	
Diafragmas					
C	NC	N/A	U	CRITERIOS DE EVALUACION	COMENTARIO
X				CONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA: los diafragmas no están compuestos por pisos con desniveles y no tienen juntas de expansión.	
X				IRREGULARIDADES EN PLANTA: se cuenta con la capacidad a tracción para desarrollar las fuerzas del diafragma en esquinas entrantes u otros lugares con irregularidad en planta.	Difragma delimitado por vigas.
		X		REFORZAMIENTO DEL DIAFRAGMA EN ABERTURAS: existe refuerzo alrededor de todas las aberturas mayores al 50% del ancho del edificio en su mayor dimensión en planta.	No presenta aberturas significativas.

Nota: Adaptado Listas de Verificación Estructura Para Módulo II (págs. 296-298), por ASCE

41-17, Copyright ASCE.

Anexo 10: Listas de Verificación No Estructural Para Módulo II

LISTA DE VERIFICACION NO ESTRUCTURAL PARA RETENCION DE LA POSICION

Sistemas de seguridad de vida				C: Cumple	NC: No cumple
				N/A: No aplicable	U: Desconocido
C	NC	N/A	U	CRITERIOS DE EVALUACION	COMENTARIO
	X			TUBERIA CONTRA INCENDIO: la tubería contra incendio está anclada y reforzadas.	
		X		ACOPLES FLEXIBLES: la tubería contra incendio tiene acoples flexibles.	
	X			ENERGIA DE EMERGENCIA: el equipo usado para brindar energía o controlar los sistemas de seguridad de vida está anclado o reforzados.	
		X		ESCALERA Y DUCTOS DE HUMO: escaleras presurizadas y ductos de control de humo están arriostrados y tienen conexiones flexibles en juntas sísmicas.	
		X		SEPARACION DE LOS ROCIADORES EN FALSO TECHOS: las perforaciones a través del falso techo, proporcionan una separación adecuada a los dispositivos contra incendio.	No presenta sistema de rociadores.
	X			LUCES DE EMERGENCIA: los equipos de luces de emergencia y salida están anclados y arriostrados.	Luces de emergencia no se encuentran ancladas.
Materiales peligrosos					
C	NC	N/A	U	CRITERIOS DE EVALUACION	COMENTARIO
		X		EQUIPOS CON MATERIALES PELIGROSOS: los equipos montados en aisladores de vibración y contienen materiales peligrosos están equipados con sistemas de sujecion o amortiguadores	
		X		ALMACEN DE MATERIALES PELIGROSOS: envases frágiles que contengan materiales peligrosos, incluyendo los balones de gas, están restringidos por puertas con pestillos, patillas en estantes, alambres u otros	
		X		DISTRIBUCION DE MATERIALES PELIGROSOS: tuberías o redes de ductos que transportan materiales peligrosos, están arriostrados o protegidos de otra manera contra el daño que permita la fuga de los materiales peligrosos.	
		X		VALVULAS DE CIERRE: las tuberías que contienen materiales peligrosos, incluyendo gas natural, tienen válvulas de cierre u otro dispositivo que limite derrames o fugas.	
		X		ACOPLES FLEXIBLES: ductos y tuberías de materiales peligrosos, incluyendo la tubería de gas natural, tienen acoples flexibles.	
		X		TUBERIAS O DUCTOS QUE CRUZAN JUNTAS SISMICAS: las tuberías o conductos que transportan materiales peligrosos que cruzan ya sea juntas sísmicas o planos aislados o están conectadas a estructuras independientes tienen acoples u otro detallamiento para acomodarse a los desplazamientos sísmicos relativos.	
Particiones					
C	NC	N/A	U	CRITERIOS DE EVALUACION	COMENTARIO
	X			ALBAÑILERIA SIN REFUERZO: albañilería sin refuerzo o particiones de ladrillos huecos de arcilla están arriostrados a una distancia de como máximo 3m en baja y moderada sismicidad, o como máximo 1.80m en alta sismicidad.	
		X		PARTICIONES PESADAS SOPORTADAS POR FALSO TECHOS: la parte superior de las particiones de albañilería no están soportadas lateralmente por un sistema integrado de falso techo.	
	X			DERIVA: particiones rígidas están detalladas para acomodarse a los siguientes ratios de deriva: en pórticos de acero, pórticos de concreto, y edificios de entramados de madera, 0.02; en otros edificios, 0.005.	
		X		PARTICIONES DE LUZ APOYADAS POR TECHOS: la parte superior de los tabiques de yeso no están apoyadas lateralmente por un sistema integrado de techo.	
X				SEPARACION ESTRUCTURAL: las particiones que cruzan separaciones estructurales tienen juntas sísmicas o de control.	Solo existe junta sísmica en la escalera (la escalera se encuentra aislada de toda la estructura)

Nota: Adaptado Listas de Verificación No Estructural Para Módulo II (pág. 319), por ASCE

41-17, Copyright ASCE.

Anexo 11: Listas de Verificación No Estructural Para Módulo II

LISTA DE VERIFICACION NO ESTRUCTURAL PARA RETENCION DE LA POSICION

Falso techo				C: Cumple	NC: No cumple	
C	NC	N/A	U	N/A: No aplicable	U: Desconocido	
				CRITERIOS DE EVALUACION		COMENTARIO
		X		MARCO SUSPENDIDO Y BALDOSAS: falso techos de marcos suspendido y baldosas tienen anclajes que resisten fuerzas sísmicas para cada 12 pies ² (1.10 m ²) de área.		
		X		PLACAS DE YESOS SUSPENDIDAS: falso techos de placas de yeso suspendidas tienen anclajes que resisten fuerzas sísmicas para cada 12 pies ² (1.10m ²) de área.		
		X		TECHOS INTEGRADOS: Los techos suspendidos integrados con áreas continuas de más de 13,4 m ² y los techos de áreas más pequeñas que no estén rodeados por tabiques de contención se sujetan lateralmente a un espacio no mayor de 3,6 m con miembros adheridos a la estructura superior. Cada lugar de sujeción tiene un mínimo de cuatro alambres diagonales y puntales de compresión, o miembros diagonales capaz de resistir la compresión.		
		X		LIMITACIÓN DE BORDES: Los bordes libres de los techos suspendidos integrados con áreas continuas mayores que (13,4 m ²) tienen una distancia del tabique en Sismicidad Moderada (13mm) y en Alta Sismicidad (19mm)		
		X		CONTINUIDAD A TRAVÉS DE LAS JUNTAS DE LA ESTRUCTURA: El sistema de techo no cruza ninguna junta sísmica y no está unido a múltiples estructuras independientes.		No atraviesa juntas sísmicas.
		X		SOPORTE DE BORDE: Los bordes libres de los techos suspendidos integrados con áreas continuas de más de 13,4 m ² están soportados por ángulos de cierre o canales de no menos de (51 mm) de ancho.		
		X		JUNTAS SISMICAS: techos de paneles acústicos tienen juntas de separación sísmicas de manera que cada porción continua de techo no es mayor que 230m ² y tienen una relación de dimensión larga-corta de no más de 4 a 1.		No presenta paneles acústicos.
Instalaciones de luz						
C	NC	N/A	U	CRITERIOS DE EVALUACION		COMENTARIO
	X			SOPORTE INDEPENDIENTE: las instalaciones de luz que pesen más por metro cuadrado que el falso techo están soportados por soportes independientes del sistema de suspensión del techo por un mínimo de 2 cables en las esquinas diagonalmente opuestas de cada aparato.		Luminarias no presentan soportes adecuados.
		X		SOPORTES COLGANTES: las instalaciones de luz se fijan a un espacio igual o inferior a 6 ft.		No presenta luminarias colgantes.
	X			CUBIERTA DE LUMINARIAS: las cubierta de las luminarias en las instalaciones de luz están unidas con dispositivos seguros.		
Revestimientos y vidrios						
C	NC	N/A	U	CRITERIOS DE EVALUACION		COMENTARIO
		X		REVESTIMIENTO ANCLADO: los componentes del revestimiento que pesen más de 10lb/ft ² están ancladas mecánicamente a la estructura con un espaciamiento igual o menor que los siguientes: para seguridad de vida en moderada sismicidad, 1.8m; para seguridad de vida en alta sismicidad y para retención de la posición en cualquier sismicidad, 1.2m.		
	X			REVESTIMIENTO AISLADO: para edificios de pórticos de acero o concreto, las conexiones de los paneles están detalladas para acomodarse a ratios de deriva de piso de por lo menos: para seguridad de vida en moderada sismicidad, 0.01; para seguridad de vida en alta sismicidad y para retención de la posición en cualquier sismicidad, 0.02.		Paneles de vidrio anclados a la estructura, sin ningun aislamiento.
	X			PANELES MULTI - PISO: para paneles multi-piso anclados a mas de un nivel de piso, las conexiones del panel serán detalladas para acomodarse a ratios de deriva de piso de por lo menos: para seguridad de vida en moderada sismicidad, 0.01; para seguridad de vida en alta sismicidad y para retención de la posición en cualquier sismicidad, 0.02.		Paneles de vidrio anclados a la estructura, sin ningun aislamiento.
			X	CONEXIÓN DE PANELES: los paneles de revestimiento están anclados fuera de plano con un número mínimo de conexiones para cada panel, como sigue: para seguridad de vida en moderada sismicidad, 2 conexiones; para seguridad de vida en alta sismicidad y para retención de la posición en cualquier sismicidad, 4 conexiones.		
		X		TECHOS DE VIDRIO: paneles de vidrio de cualquier tamaño en muros cortina y los paneles interiores o exteriores de más de 16pies ² de área son vidrio laminado o vidrio reforzado laminado y se detallan para permanecer en el marco cuando se agrietan.		No presenta techos de vidrio.

Nota: Adaptado Listas de Verificación No Estructural Para Módulo II (pág. 320), por ASCE

41-17, Copyright ASCE.

Anexo 12: Listas de Verificación No Estructural Para Módulo II

LISTA DE VERIFICACION NO ESTRUCTURAL PARA RETENCION DE LA POSICION

Parapetos, cornisas y apéndice				C: Cumple	NC: No cumple
				N/A: No aplicable	U: Desconocido
C	NC	N/A	U	CRITERIOS DE EVALUACION	COMENTARIO
		X		PARAPETOS DE ALBAÑILERIA SIN REFUERZO NO SOPORTADA O CORNISAS: los parapetos de albañilería no reforzada sin soporte lateral o cornisas tienen una relación altura-espesor no mayor que: para seguridad de vida en baja o moderada sismicidad, 2.5; para seguridad de vida en alta sismicidad y para retención de la posición en cualquier sismicidad, 1.5.	
		X		MARQUESINAS: marquesinas en salidas de los edificios están ancladas a la estructura con un espaciamiento no mayor que: para seguridad de vida en baja y moderada sismicidad, 3m; para seguridad de vida en alta sismicidad y para retención de la posición en cualquier sismicidad (1.8m).	
		X		PARPETOS DE CONCRETO: parapetos de concreto con relacione de altura-espesor mayores que 2.5 tienen refuerzo vertical.	
	X			APENDICES: cornisas, parapetos, anuncios y otros adornos o apéndices que se extienden por encima del punto más alto de anclaje de la estructura o componentes de voladizos están reforzados y anclados al sistema estructural con un espaciamiento igual o menor que 1.80m. Este ítem de la lista de verificación no se aplica a parapetos o cornisas cubiertos por otros ítems	Letras con nombre del edificio no presentan adecuado anclaje.
Escaleras					
C	NC	N/A	U	CRITERIOS DE EVALUACION	COMENTARIO
	X			CAJA DE ESCALERA: muros de albañilería sin refuerzo alrededor de la escalera están restringidos lateralmente y tienen relaciones de altura-espesor no mayores que: para seguridad de vida en baja o moderada sismicidad, de 15 a 1; para seguridad de vida en alta sismicidad y para retención de la posición en cualquier sismicidad, 12 a 1.	
X				DETALLE DE ESCALERA: en estructuras de pórticos de concreto, las conexiones entre la escalera y la estructura no depende de anclajes de poca profundidad en el concreto.	Unida monolíticamente a la losa de piso.
Contenido y mobiliario					
C	NC	N/A	U	CRITERIOS DE EVALUACION	COMENTARIO
		X		ESTANTES DE ALMACENAMIENTO INDUSTRIAL: estantes de almacenamiento industrial de más de 12 ft de altura cumplen con los requisitos de la norma ANSI/MH 16.1 modificado por el ASCE 7 capítulo	
		X		CONTENIDOS ALTOS Y ESTRECHOS: contenidos de más de 1.80m de altura con relaciones de altura-espesor o altura-ancho mayores que 3 a 1 serán anclados a la estructura o entre ellos.	
	X			CONTENIDO CON TENDENCIA A CAER: equipos, artículos almacenados, u otros contenidos que pesen más de 9.1 kg cuyo centro de masa esta 1.20m por encima del piso del nivel serán arriostros o restringidos de alguna forma.	Equipos u otros contenidos no cuentan con arriostros.
		X		FALSO SUELO: falso suelos de más de 229 mm de altura serán reforzados.	
		X		EQUIPOS EN FALSO SUELO: equipos y otros contenidos soportado por el sistema de falso suelo serán anclados o arriostros a la estructura independientemente del falso suelo.	No presenta falso suelo.
X				CONTENIDO SUSPENDIDO: artículos suspendidos sin refuerzo lateral son libres de balancearse o moverse con la estructura de la que se suspenden sin dañarse o dañar a los componentes contiguo.	

Nota: Adaptado Listas de Verificación No Estructural Para Módulo II (pág. 322), por ASCE

41-17, Copyright ASCE.

Anexo 13: Listas de Verificación No Estructural Para Módulo II

LISTA DE VERIFICACION NO ESTRUCTURAL PARA RETENCION DE LA POSICION

Equipamiento mecánico y eléctrico				C: Cumple	NC: No cumple
				N/A: No aplicable	U: Desconocido
C	NC	N/A	U	CRITERIOS DE EVALUACION	COMENTARIO
X				EQUIPOS PROPENSOS A CAERSE: equipos con peso mayor que 9.1kg cuyo centro de masa está a más de 1.20m del nivel de piso adyacente, y que no es un equipo en línea, esta arriostrado.	
		X		EQUIPOS EN LINEA: equipos instalados en línea con un sistema de ductos o tuberías, con un peso operativo de más de 34 kg, está apoyado e independientemente arriostrado lateralmente del sistema de ductos o tuberías.	
		X		EQUIPOS ALTOS Y ESTRECHOS: equipos de más de 1.80 m de altura con una relación altura-espesor o altura-ancho mayor que 3 a 1 están anclados a la losa de piso o a los muros estructurales adyacentes.	
		X		PUERTAS MECANICAS: puertas operadas mecánicamente están detalladas para operar en ratios de deriva de piso de 0.01.	
X				EQUIPOS SUSPENDIDOS: equipos suspendidos sin refuerzo lateral son libres para balancearse o moverse con la estructura de la que está suspendido sin dañarse o dañar o los componentes contiguos.	
		X		AISLADORES DE VIBRACION: equipo montado sobre aisladores de vibración están equipados con restricciones horizontales o amortiguadores y con restricciones verticales para resistir volteo.	
		X		EQUIPO PESADO: equipos pesados soportados por el piso o por plataformas con peso mayor que 181.4 kg están anclados a la estructura.	
X				EQUIPO ELECTRICO: equipo eléctrico esta arriostrado lateralmente a la estructura.	
		X		ACOPLES DE CONDUCTOS: los conductos con un tamaño operativo mayor que 64mm que estén unidos a los paneles, gabinetes, u otros equipos y están sometidos a desplazamientos sísmicos relativos tienen acoples o conexiones flexibles.	
Tuberías					
C	NC	N/A	U	CRITERIOS DE EVALUACION	COMENTARIO
		X		ACOPLES FLEXIBLES: tuberías de fluidos y gas tiene acoples flexibles.	
		X		TUBERIAS DE FLUIDOS Y GAS: tuberías de fluidos y gas están anclados y arriostrados a la estructura para limitar derrames o fugas.	
		X		ABRAZADERAS EN C: abrazaderas en C que soportan tuberías con diámetros mayores que 64mm están restringidas.	No presenta tuberías de mas 2.5pulg.
		X		TUBERIAS CRUZANDO JUNTAS SISMICAS: tuberías que cruzan juntas sísmicas o planos aislados o están conectadas a estructuras independientes tienen acoples u otro detallamiento para acomodarse al desplazamiento	Tuberías no cruzan juntas sísmicas.
Ductos					
C	NC	N/A	U	CRITERIOS DE EVALUACION	COMENTARIO
		X		DUCTOS ARRIOSTRADOS: red de ductos rectangulares con sección transversal mayor que 0.56m ² y ductos circulares con diámetros mayores que 711mm están arriostrados. El máximo espaciamiento del arriostramiento transversal no excederá de 9.2m. El máximo espaciamiento de arriostramiento longitudinal no excederá de 18.3m.	El edificio no cuenta con ductos.
		X		SOPORTE DE LOS DUCTOS: los ductos no son soportados por tuberías o conductos eléctricos.	
		X		DUCTOS CRUZANDO JUNTAS SISMICAS: ductos que cruzan juntas sísmicas, planos aislados o están conectados a estructuras independientes tienen acoples u otro detallamiento para acomodarse a los desplazamientos sísmicos relativos.	

Nota: Adaptado Listas de Verificación No Estructural Para Módulo II (págs. 323 y 324), por

ASCE 41-17, Copyright ASCE.

Anexo 14: Hoja de Datos Resumida Para La Escalera

DATOS RESUMIDA PARA ESCALERA

DATOS DEL EDIFICIO

Nombre del edificio: UNVERSIDAD ALAS PERUANAS Fecha: 08/05/2020
 Dirección del edificio: Calle Jorge Chávez y Orellana N°801 Sub.Lt.2 Sector Nuevo Horizonte – Jaén
 Latitud: 5°43'23.99" S Longitud: 78°48'16.30" Altitud: 782 m.s.n.m
 Año de construcción: 2008 Año de remodelación: ---- Código de diseño original: RNE-E030/E060-2006
 Área (m²): 31.11 Longitud (m): 5.10 Ancho (m): 6.10
 No. De Niveles: 4 niveles Altura Niveles: 3.00 m Altura Total: 12.00 m

USO Industrial Oficina Almacén Hospital Residencia Educación Otros

DATOS DE LA CONSTRUCCIÓN

Sistema estructural de cargas por gravedad: Pórticos de concreto armado
 Muros transversales exteriores: Si (albañilería) Apertura: No
 Muros longitudinales interiores: Si (albañilería) Apertura: No
 Materiales de techo / Marcos: Losas aligeradas de concreto armado (4to piso)
 Pisos intermedios / Marcos: Losas aligeradas de concreto armado (4to piso)
 Planta baja: Losa solida de concreto armado
 Columnas: Si Fundación: Si
 Condición general de la estructura: Buena – Operativa
 Niveles por debajo del grado: No
 Características especiales y comentarios: Entrepisos de concreto armado

SISTEMA RESISTENTE A FUERZAS LATERALES

	Longitudinal	Transversal
Sistema:	Pórticos	Pórticos
Elementos verticales:	Columnas	Columnas
Diafragmas:	Losa aligerada (4to piso)	Losa aligerada (4to piso)
Conexiones:	Monolíticas de concreto	Monolíticas de concreto

DATOS DE EVALUACION O ANALISIS

Factores de suelo para BSE-1E:	Clase = E	Fa = 1.14	Fv = 3.04
Factores de suelo para BSE-2E:	Clase = E	Fa = 0.9	Fv = 2.40
Respuesta espectral de aceleración (BSE-1E):	S _{xs} = 0.91	S _{x1} = 0.73	
Respuesta espectral de aceleración (BSE-2E):	S _{xs} = 1.35	S _{x1} = 0.96	
Nivel de Sismicidad:	Alto	Nivel de Desempeño: Ocupación inmediata (I-B)	
Periodo de módulo I:	T = 0.49 seg		

Aceleración espectral (BSE-1E):	Sa = 1.49 g
Aceleración espectral (BSE-2E):	Sa = 1.96 g
Peso de escalera:	W = 200.28 Ton
Fuerza pseudo lateral (BSE-1E):	V = 182.25 Ton
Fuerza pseudo lateral (BSE-2E):	V = 270.38 Ton

CLASIFICACION DEL EDIFICIO: Edificación esencial A2

LISTA DE CONTROL NIVEL 1 REQUERIDAS	SI	NO
Lista de comprobación de la configuración básica	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Lista comprobación estructural	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Lista de verificación de componentes no estructurales	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

REQUISITOS DE EVALUACION ADICIONAL: SI

Nota: Adaptado Apéndice C Hoja de Datos Resumida (pág. 383), por ASCE 41-17,

Copyright ASCE.

Anexo 15: Listas de Verificación Básica Para Escalera

Completado por: Alicia Milagros Mera Yoplac Fecha: May-20
 Proyecto: Escalera - Universidad Alas Peruanas

LISTA DE VERIFICACION BASICA PARA OCUPACION INMEDIATA

Muy baja sismicidad C: Cumple N/A: No aplicable
 General NC: No cumple U: Desconocido

C	NC	N/A	U	CRITERIOS DE EVALUACION	COMENTARIO
X				TRAYECTORIA DE CARGA: La estructura deberá tener una trayectoria de carga completa, bien definida, que incluye elementos estructurales y conexiones, que sirven para transferir las fuerzas de inercia asociadas a la masa de todos los elementos del edificio a la cimentación.	
		X		EDIFICIOS ADYACENTES: La distancia entre el edificio que se está evaluando y cualquier edificio adyacente es mayor del 0,5% de la altura del edificio más corto en baja sismicidad, del 1,0% en moderada y del 3,0% en alta sismicidad.	No existen edificios adyacentes a la escalera
X				ENTREPISOS: Los entrepisos interiores se sujetan de forma independiente a la estructura principal o se anclan a los elementos sismoresistentes de la estructura principal.	

Configuración del edificio

C	NC	N/A	U	CRITERIOS DE EVALUACION	COMENTARIO
X				PISO DEBIL: La suma de la resistencia al corte del sistema resistente a fuerzas sísmica en cualquier piso en cada dirección no será menor que el 80 % de la resistencia en el piso adyacente superior.	
X				PISO BLANDO: La rigidez del sistema resistente a fuerzas sísmicas en cualquier piso no será menor que el 70% de la rigidez en el piso adyacente superior o menor que el 80% de la rigidez promedio de los tres pisos superiores.	No se observó variación en el SRFS entre pisos
X				IRREGULARIDAD VERTICAL: Todos los elementos verticales del sistema de resistencia a la fuerza sísmica son continuos hasta los cimientos.	
X				GEOMETRIA: no hay cambios en la dimensión horizontal del sistema sismorresistente superiores al 30% en un piso con relación a los pisos adyacentes, excluyendo áticos de un piso y entrepisos.	
X				MASA: no hay cambios de más del 50% de la masa efectiva de un piso al siguiente. Cubiertas ligeras, áticos, y entreplantas no serán considerados.	
			X	TORSION: la distancia estimada entre el centro de masa y el centro de rigidez del piso es menor que el 20% del ancho del edificio.	Se verifica en el analisis.

Baja sismicidad: Completar los siguientes ítems adicionales a los ítems para baja sismicidad.

Peligros geológicos de sitio

C	NC	N/A	U	CRITERIOS DE EVALUACION	COMENTARIO
X				LICUEFACCION: suelos granulares sueltos, saturados, susceptibles a licuefacción, que puedan poner en peligro el desempeño sísmico del edificio no existen en el suelo de cimentación en una profundidad de 15.2 m por debajo del edificio.	De acuerdo a la topografía se aprecia que a 15m no existe riesgo de licuefacción.
X				FALLA DE TALUD: el edificio está suficientemente alejado de posibles fallas de talud provocadas por terremotos o caídas de rocas provocadas por dichas fallas, o es capaz de acomodarse a los movimientos esperados sin fallar.	
		X		RUPTURA POR FALLA DE LA SUPERFICIE: la ruptura por falla de la superficie y el desplazamiento de la superficie en el sitio del edificio no han sido anticipados.	

Moderada y alta sismicidad: Completar los siguientes ítems adicionales a los ítems para moderada y alta sismicidad.

Configuración de la Cimentación

C	NC	N/A	U	CRITERIOS DE EVALUACION	COMENTARIO
	X			VOLTEO: la relación de la menor dimensión horizontal del SRFS en el nivel de fundación con la altura del edificio (base/altura) es mayor que 0.6 Sa.	
		X		CONEXIÓN ENTRE LOS ELEMENTOS DE LA CIMENTACION: la cimentación esta conectada adecuadamente para resistir fuerzas sísmicas cuando zapatas, pilotes, y pilas no están restringidos por vigas, losas, o suelos clasificados como sitios de clase A, B o C.	

Nota: Adaptado Listas de Verificación Básica Para Escalera (págs. 268 y 269), por ASCE 41-17, Copyright ASCE.

Anexo 16: Listas de Verificación Estructural Para Escalera

Completado por: Alicia Milagros Mera Yoplac
 Proyecto: Escalera - Universidad Alas Peruanas

Fecha: May-20

LISTA DE VERIFICACION ESTRUCTURAL PARA OCUPACION INMEDIATA PARA EDIFICIOS TIPO CI: PORTICOS DE CONCRETO RESISTENTES A MOMENTO					
Muy baja sismicidad					
Sistema Resistente a Fuerzas Sísmicas					
C	NC	N/A	U		
				CRITERIOS DE EVALUACION	
				COMENTARIO	
X				REDUNDANCIA: el número de líneas de pórticos de concreto resistentes a momento en cada dirección principal es mayor o igual a 2.	
X				INTERFERENCIA DE MUROS: todos los muros de relleno de concreto y albañilería colocados en pórticos resistentes a momento están aislados de los elementos estructurales.	
X				VERIFICACION DEL ESFUERZO CORTANTE EN COLUMNAS: el esfuerzo cortante en las columnas de concreto, calculado usando el procedimiento de Verificación Rápida es menor que el mayor de 0.69 MPa o $2\sqrt{f_c}$.	Para BSE-1E: X=0.19Mpa Y=0.19Mpa Para BSE-2E: X=0.28Mpa Y= 0.28Mpa
	X			VERIFICACION DEL ESFUERZO AXIAL: el esfuerzo axial causado por las fuerzas de momento solas, calculado usando el procedimiento de Verificación Rápida, es menor que 0.30 f_c .	Para BSE-1E: X=6.85Mpa Y=5.72Mpa Para BSE-2E: X=10.16Mpa Y=8.5Mpa
Conexiones					
C	NC	N/A	U		
				CRITERIOS DE EVALUACION	
				COMENTARIO	
X				COLUMNAS DE CONCRETO: todas las columnas de concreto están ancladas dentro de la cimentación, y los anclajes son capaces de desarrollar la capacidad a tensión del refuerzo en las columnas	
Baja y moderada Sismicidad: Completar los siguientes ítems adicionales a los ítems para baja y moderada sismicidad.					
Sistema Resistente a Fuerzas Sísmicas					
C	NC	N/A	U		
				CRITERIOS DE EVALUACION	
				COMENTARIO	
X				PORTICOS DE LOSA SOLIDA: el SRFS no es un pórtico que consiste de columnas y losa solida o placas sin vigas.	
		X		ELEMENTOS DEL PORTICO PRETENSADOS: los pórticos resistentes a fuerzas sísmicas no incluirán ningún elemento pre-esforzado o post-tensado donde el pre-esfuerzo promedio excede al menor de 4.8 MPa o $f_c/6$ en posibles ubicaciones de rótulas.	
X				COLUMNAS CORTAS: no existen columnas en un nivel con relaciones altura/espesor menor al 75 % de la relación altura/espesor de las columnas típicas de ese nivel.	
			X	EVITAR FALLAS POR CORTE: la capacidad de corte de los miembros del pórtico es capaz de desarrollar la capacidad de momento en los extremos de los miembros, que consiste en columnas y una losa plana o placa sin vigas.	Se verificara en el nivel de evaluacion 3.
			X	COLUMNA FUERTE - VIGA DEBIL: la suma de la capacidad de momento de las columnas es 20% mayor que la de las vigas en los nudos del pórtico.	Se verificara en el nivel de evaluacion 3.
			X	REFUERZO EN VIGAS: al menos 2 barras longitudinales en la parte superior y en la base se extienden continuamente a través de la longitud de cada viga del pórtico. Al menos el 25% del refuerzo longitudinal proporcionado en los nudos ya sea para momento negativo o positivo será continuo a través de la longitud de los miembros.	No se presenta en los planos estructurales
			X	EMPALMES EN COLUMNAS: las longitudes de traslape en empalmes serán mayores a 50 db y estarán confinados por estribos espaciados a no menos de 8db. Alternativamente, as barras en columnas se empalmarán con acopladores mecánicos con una capacidad de al menos 1.25 el esfuerzo de fluencia de la barra empalmada.	No se presenta en los planos estructurales
			X	EMPLAMES EN VIGAS: los traslapes de empalme o los acopladores mecánicos para el refuerzo longitudinal en vigas no estarán ubicados a una distancia de $l_b/4$ de los nudos o situados en las proximidades de las posibles ubicaciones de las rótulas.	No se presenta en los planos estructurales
			X	ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS: las columnas del pórtico tendrán estribos espaciados a no menos de $d/4$ a través de su longitud y a no menos de 8db en todas las posibles ubicaciones de las rotulas.	No se aprecian detalles en los planos estructurales proporcionados.
			X	ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS EN VIGAS: todas las vigas tendrán estribos espaciados a no menos de $d/2$ a lo largo de su longitud. En posibles ubicaciones de rotulas plásticas, los estribos estarán espaciados a no menos del minino de 8db o $d/4$.	
			X	REFORZAMIENTO TRANSVERSAL DE NUDOS: nudos viga-columna tendrán estribos espaciados a no menos de 8db.	
		X		EXCENTRICIDAD EN LOS NUDOS: no existen excentricidades mayores que el 20% de la menor dimensión en planta de la columna entre los ejes de vigas y columnas.	
			X	GANCHOS EN ESTRIBOS: los estribos de vigas y columnas están anclados dentro del núcleo del miembro con ganchos de 135 grados o más.	
		X		LOSAS SOLIDAS: las losas solidas que no formen parte del SRFS tienen acero continuo en la base a través de los nudos en columnas.	
Diafragmas					
C	NC	N/A	U		
				CRITERIOS DE EVALUACION	
				COMENTARIO	
X				CONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA: los diafragmas no están compuestos por pisos con desniveles y no tienen juntas de expansión.	
X				IRREGULARIDADES EN PLANTA: se cuenta con la capacidad a tracción para desarrollar las fuerzas del diafragma en esquinas entrantes u otros lugares con irregularidad en planta.	Difragma delimitado por vigas.
		X		REFORZAMIENTO DEL DIAFRAGMA EN ABERTURAS: existe refuerzo alrededor de todas las aberturas mayores al 50% del ancho del edificio en su mayor dimensión en planta.	No presenta aberturas.

Nota: Adaptado Listas de Verificación Estructura Para Escalera (págs. 296-298), por ASCE 41-17, Copyright ASCE.

Anexo 17: Listas de Verificación No Estructural Para Escalera

Completado por: Alicia Milagros Mera Yoplac
Proyecto: Escalera - Universidad Alas Peruanas

Fecha: May-20

LISTA DE VERIFICACION NO ESTRUCTURAL PARA RETENCION DE LA POSICION

Sistemas de seguridad de vida				C: Cumple	NC: No cumple
				N/A: No aplicable	U: Desconocido
C	NC	N/A	U	CRITERIOS DE EVALUACION	COMENTARIO
	X			TUBERIA CONTRA INCENDIO: la tubería contra incendio está anclada y reforzadas.	
		X		ACOPLES FLEXIBLES: la tubería contra incendio tiene acoples flexibles.	
	X			ENERGIA DE EMERGENCIA: el equipo usado para brindar energía o controlar los sistemas de seguridad de vida está anclado o reforzados.	
		X		ESCALERA Y DUCTOS DE HUMO: escaleras presurizadas y ductos de control de humo están arriostrados y tienen conexiones flexibles en juntas	
		X		SEPARACION DE LOS ROCIADORES EN FALSO TECHOS: las perforaciones a través del falso techo, proporcionan una separación adecuada a los dispositivos contra incendio.	No presenta sistema de rociadores.
		X		LUCES DE EMERGENCIA: los equipos de luces de emergencia y salida están anclados y arriostrados.	
Materiales peligrosos					
C	NC	N/A	U	CRITERIOS DE EVALUACION	COMENTARIO
		X		EQUIPOS CON MATERIALES PELIGROSOS: los equipos montados en aisladores de vibración y contienen materiales peligrosos están equipados con sistemas de sujecion o amortiguadores	
		X		ALMACEN DE MATERIALES PELIGROSOS: envases frágiles que contengan materiales peligrosos, incluyendo los balones de gas, están restringidos por puertas con pestillos, patillas en estantes, alambres u otros	
		X		DISTRIBUCION DE MATERIALES PELIGROSOS: tuberías o redes de ductos que transportan materiales peligrosos, están arriostrados o protegidos de otra manera contra el daño que permita la fuga de los materiales	
		X		VALVULAS DE CIERRE: las tuberías que contienen materiales peligrosos, incluyendo gas natural, tienen válvulas de cierre u otro dispositivo que limite derrames o fugas.	
		X		ACOPLES FLEXIBLES: ductos y tuberías de materiales peligrosos, incluyendo la tubería de gas natural, tienen acoples flexibles.	
		X		TUBERIAS O DUCTOS QUE CRUZAN JUNTAS SISMICAS: las tuberías o conductos que transportan materiales peligrosos que cruzan ya sea juntas sísmicas o planos aislados o están conectadas a estructuras independientes tienen acoples u otro detallamiento para acomodarse a los desplazamientos sísmicos relativos.	
Particiones					
C	NC	N/A	U	CRITERIOS DE EVALUACION	COMENTARIO
	X			ALBAÑILERIA SIN REFUERZO: albañilería sin refuerzo o particiones de ladrillos huecos de arcilla están arriostrados a una distancia de como máximo 3m en baja y moderada sismicidad, o como máximo 1.80m en alta sismicidad.	
		X		PARTICIONES PESADAS SOPORTADAS POR FALSO TECHOS: la parte superior de las particiones de albañilería no están soportadas lateralmente por un sistema integrado de falso techo.	
	X			DERIVA: particiones rígidas están detalladas para acomodarse a los siguientes ratios de deriva: en pórticos de acero, pórticos de concreto, y edificios de entramados de madera, 0.02; en otros edificios, 0.005.	
		X		PARTICIONES DE LUZ APOYADAS POR TECHOS: la parte superior de los tabiques de yeso no están apoyadas lateralmente por un sistema integrado de techo.	
X				SEPARACION ESTRUCTURAL: las particiones que cruzan separaciones estructurales tienen juntas sísmicas o de control.	

Nota: Adaptado Listas de Verificación No Estructural Para Escalera (pág. 319), por ASCE

41-17, Copyright ASCE.

Anexo 18: Listas de Verificación No Estructural Para Escalera

LISTA DE VERIFICACION NO ESTRUCTURAL PARA RETENCION DE LA POSICION

Falso techo				C: Cumple	NC: No cumple	
C	NC	N/A	U	N/A: No aplicable	U: Desconocido	
				CRITERIOS DE EVALUACION		COMENTARIO
		X		MARCO SUSPENDIDO Y BALDOSAS: falso techos de marcos suspendido y baldosas tienen anclajes que resisten fuerzas sísmicas para cada 12 pies ² (1.10 m ²) de área.		
		X		PLACAS DE YESOS SUSPENDIDAS: falso techos de placas de yeso suspendidas tienen anclajes que resisten fuerzas sísmicas para cada 12 pies ² (1.10m ²) de área.		
		X		TECHOS INTEGRADOS: Los techos suspendidos integrados con áreas continuas de más de 13,4 m ² y los techos de áreas más pequeñas que no estén rodeados por tabiques de contención se sujetan lateralmente a un espacio no mayor de 3,6 m con miembros adheridos a la estructura superior. Cada lugar de sujeción tiene un mínimo de cuatro alambres diagonales y puntales de compresión, o miembros diagonales capaz de resistir la compresión.		
		X		LIMITACIÓN DE BORDES: Los bordes libres de los techos suspendidos integrados con áreas continuas mayores que (13,4 m ²) tienen una distancia del tabique en Sismicidad Moderada (13mm) y en Alta Sismicidad (19mm)		
		X		CONTINUIDAD A TRAVÉS DE LAS JUNTAS DE LA ESTRUCTURA: El sistema de techo no cruza ninguna junta sísmica y no está unido a múltiples estructuras independientes.		No atraviesa juntas sísmicas.
		X		SOPORTE DE BORDE: Los bordes libres de los techos suspendidos integrados con áreas continuas de más de 13,4 m ² están soportados por ángulos de cierre o canales de no menos de (51 mm) de ancho.		
		X		JUNTAS SISMICAS: techos de paneles acústicos tienen juntas de separación sísmicas de manera que cada porción continua de techo no es mayor que 230m ² y tienen una relación de dimensión larga-corta de no más de 4 a 1.		No presenta paneles acusticos.
Instalaciones de luz						
C	NC	N/A	U	CRITERIOS DE EVALUACION		COMENTARIO
	X			SOPORTE INDEPENDIENTE: las instalaciones de luz que pesen más por metro cuadrado que el falso techo están soportados por soportes independientes del sistema de suspensión del techo por un mínimo de 2 cables en las esquinas diagonalmente opuestas de cada aparato.		Luminarias no presentan soportes adecuados.
		X		SOPORTES COLGANTES: las instalaciones de luz se fijan a un espacio igual o inferior a 6 ft.		No presenta luminarias colgantes.
	X			CUBIERTA DE LUMINARIAS: las cubierta de las luminarias en las instalaciones de luz están unidas con dispositivos seguros.		
Revestimientos y vidrios						
C	NC	N/A	U	CRITERIOS DE EVALUACION		COMENTARIO
		X		REVESTIMIENTO ANCLADO: los componentes del revestimiento que pesen más de 10lb/ft ² están ancladas mecánicamente a la estructura con un espaciamiento igual o menor que los siguientes: para seguridad de vida en moderada sismicidad, 1.8m; para seguridad de vida en alta sismicidad y para retención de la posición en cualquier sismicidad, 1.2m.		
	X			REVESTIMIENTO AISLADO: para edificios de pórticos de acero o concreto, las conexiones de los paneles están detalladas para acomodarse a ratios de deriva de piso de por lo menos: para seguridad de vida en moderada sismicidad, 0.01; para seguridad de vida en alta sismicidad y para retención de la posición en cualquier sismicidad, 0.02.		
	X			PANELES MULTI - PISO: para paneles multi-piso anclados a mas de un nivel de piso, las conexiones del panel serán detalladas para acomodarse a ratios de deriva de piso de por lo menos: para seguridad de vida en moderada sismicidad, 0.01; para seguridad de vida en alta sismicidad y para retención de la posición en cualquier sismicidad, 0.02.		
			X	CONEXIÓN DE PANELES: los paneles de revestimiento están anclados fuera de plano con un número mínimo de conexiones para cada panel, como sigue: para seguridad de vida en moderada sismicidad, 2 conexiones; para seguridad de vida en alta sismicidad y para retención de la posición en cualquier sismicidad, 4 conexiones.		
		X		TECHOS DE VIDRIO: paneles de vidrio de cualquier tamaño en muros cortina y los paneles interiores o exteriores de más de 16pies ² de área son vidrio laminado o vidrio reforzado laminado y se detallan para permanecer en el marco cuando se agrietan.		No presenta techos de vidrio.

Nota: Adaptado Listas de Verificación No Estructural Para Escalera (pág. 320), por ASCE

41-17, Copyright ASCE.

Anexo 19: Listas de Verificación No Estructural Para Escalera

LISTA DE VERIFICACION NO ESTRUCTURAL PARA RETENCION DE LA POSICION

Parapetos, cornisas y apéndice				C: Cumple	NC: No cumple	
C	NC	N/A	U	N/A: No aplicable	U: Desconocido	
				CRITERIOS DE EVALUACION		COMENTARIO
		X		PARAPETOS DE ALBAÑILERIA SIN REFUERZO NO SOPORTADA O CORNISAS: los parapetos de albañilería no reforzada sin soporte lateral o cornisas tienen una relación altura-espesor no mayor que: para seguridad de vida en baja o moderada sismicidad, 2.5; para seguridad de vida en alta sismicidad y para retención de la posición en cualquier sismicidad, 1.5.		
		X		MARQUESINAS: marquesinas en salidas de los edificios están ancladas a la estructura con un espaciamiento no mayor que: para seguridad de vida en baja y moderada sismicidad, 3m; para seguridad de vida en alta sismicidad y para retención de la posición en cualquier sismicidad (1.8m).		
		X		PARPETOS DE CONCRETO: parapetos de concreto con relacione de altura-espesor mayores que 2.5 tienen refuerzo vertical.		
		X		APÉNDICES: cornisas, parapetos, anuncios y otros adornos o apéndices que se extienden por encima del punto más alto de anclaje de la estructura o componentes de voladizos están reforzados y anclados al sistema estructural con un espaciamiento igual o menor que 1.80m. Este ítem de la lista de verificación no se aplica a parapetos o cornisas cubiertos por otros ítems		
Escaleras						
				CRITERIOS DE EVALUACION		COMENTARIO
		X		CAJA DE ESCALERA: muros de albañilería sin refuerzo alrededor de la escalera están restringidos lateralmente y tienen relaciones de altura-espesor no mayores que: para seguridad de vida en baja o moderada sismicidad, de 15 a 1; para seguridad de vida en alta sismicidad y para retención de la posición en cualquier sismicidad, 12 a 1.		
X				DETALLE DE ESCALERA: en estructuras de pórticos de concreto, las conexiones entre la escalera y la estructura no depende de anclajes de poca profundidad en el concreto.		Unida monolíticamente a la losa de piso.
Contenido y mobiliario						
				CRITERIOS DE EVALUACION		COMENTARIO
		X		ESTANTES DE ALMACENAMIENTO INDUSTRIAL: estantes de almacenamiento industrial de más de 12 ft de altura cumplen con los requisitos de la norma ANSI/MH 16.1 modificado por el ASCE 7 capítulo		
		X		CONTENIDOS ALTOS Y ESTRECHOS: contenidos de más de 1.80m de altura con relaciones de altura-espesor o altura-ancho mayores que 3 a 1 serán anclados a la estructura o entre ellos.		
		X		CONTENIDO CON TENDENCIA A CAER: equipos, artículos almacenados, u otros contenidos que pesen más de 9.1 kg cuyo centro de masa esta 1.20m por encima del piso del nivel serán arriostrados o restringidos de alguna forma.		Equipos u otros contenidos no cuentan con arriostramiento.
		X		FALSO SUELO: falso suelos de más de 229 mm de altura serán reforzados.		
		X		EQUIPOS EN FALSO SUELO: equipos y otros contenidos soportado por el sistema de falso suelo serán anclados o arriostrados a la estructura independientemente del falso suelo.		No presenta falso suelo.
X				CONTENIDO SUSPENDIDO: artículos suspendidos sin refuerzo lateral son libres de balancearse o moverse con la estructura de la que se suspenden sin dañarse o dañar a los componentes contiguo.		

Nota: Adaptado Listas de Verificación No Estructural Para Escalera (pág. 322), por ASCE 41-17, Copyright ASCE.

Anexo 20: Listas de Verificación No Estructural Para Escalera

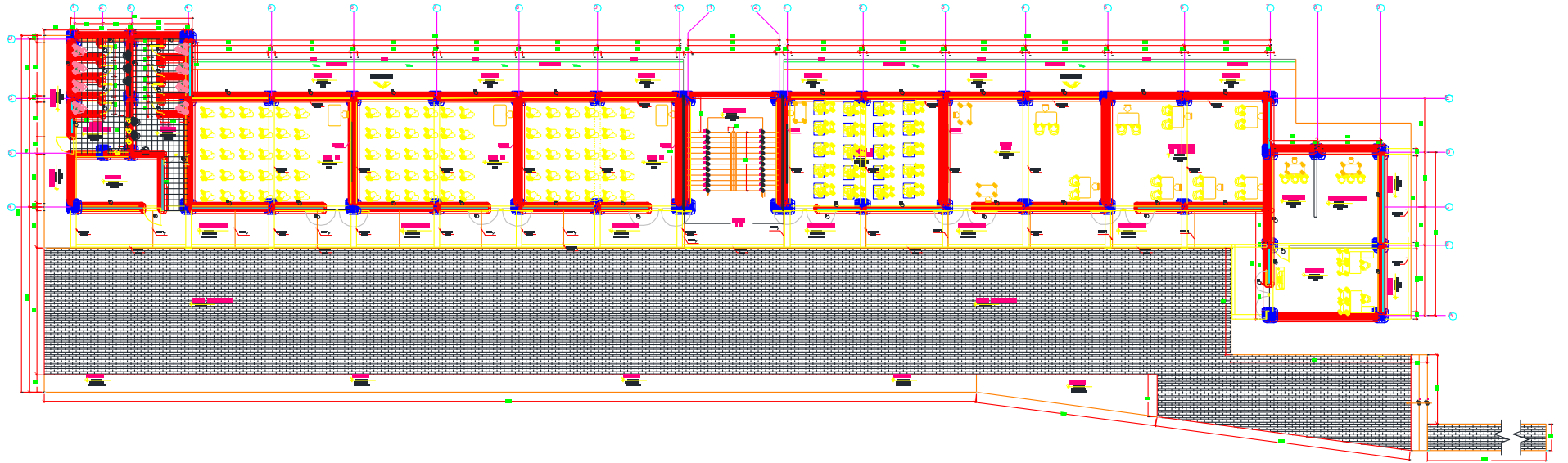
LISTA DE VERIFICACION NO ESTRUCTURAL PARA RETENCION DE LA POSICION

Equipamiento mecanico y electrico				C: Cumple	NC: No cumple
				N/A: No aplicable	U: Desconocido
C	NC	N/A	U	CRITERIOS DE EVALUACION	COMENTARIO
X				EQUIPOS PROPENSOS A CAERSE: equipos con peso mayor que 9.1kg cuyo centro de masa está a más de 1.20m del nivel de piso adyacente, y que no es un equipo en línea, esta arriostrado.	
		X		EQUIPOS EN LINEA: equipos instalados en línea con un sistema de ductos o tuberías, con un peso operativo de más de 34 kg, está apoyado e independientemente arriostrado lateralmente del sistema de ductos o tuberías.	
			X	EQUIPOS ALTOS Y ESTRECHOS: equipos de más de 1.80 m de altura con una relación altura-espesor o altura-ancho mayor que 3 a 1 están anclados a la losa de piso o a los muros estructurales adyacentes.	
			X	PUERTAS MECANICAS: puertas operadas mecánicamente están detalladas para operar en ratios de deriva de piso de 0.01.	
X				EQUIPOS SUSPENDIDOS: equipos suspendidos sin refuerzo lateral son libres para balancearse o moverse con la estructura de la que está suspendido sin dañarse o dañar o los componentes contiguos.	
		X		AISLADORES DE VIBRACION: equipo montado sobre aisladores de vibración están equipados con restricciones horizontales o amortiguadores y con restricciones verticales para resistir volteo.	
			X	EQUIPO PESADO: equipos pesados soportados por el piso o por plataformas con peso mayor que 181.4 kg están anclados a la estructura.	
X				EQUIPO ELECTRICO: equipo eléctrico esta arriostrado lateralmente a la estructura.	
		X		ACOPLES DE CONDUCTOS: los conductos con un tamaño operativo mayor que 64mm que estén unidos a los paneles, gabinetes, u otros equipos y están sometidos a desplazamientos sísmicos relativos tienen acoples o conexiones flexibles.	
Tuberías					
C	NC	N/A	U	CRITERIOS DE EVALUACION	COMENTARIO
		X		ACOPLES FLEXIBLES: tuberías de fluidos y gas tiene acoples flexibles.	
		X		TUBERIAS DE FLUIDOS Y GAS: tuberías de fluidos y gas están anclados y arriostrados a la estructura para limitar derrames o fugas.	
		X		ABRAZADERAS EN C: abrazaderas en C que soportan tuberías con diámetros mayores que 64mm están restringidas.	
			X	TUBERIAS CRUZANDO JUNTAS SISMICAS: tuberías que cruzan juntas sísmicas o planos aislados o están conectadas a estructuras independientes tienen acoples u otro detallamiento para acomodarse al desplazamiento	Tuberías no cruzan juntas sísmicas.
Ductos					
C	NC	N/A	U	CRITERIOS DE EVALUACION	COMENTARIO
		X		DUCTOS ARRIOSTRADOS: red de ductos rectangulares con sección transversal mayor que 0.56m ² y ductos circulares con diámetros mayores que 711mm están arriostrados. El máximo espaciamiento del arriostramiento transversal no excederá de 9.2m. El máximo espaciamiento de arriostramiento longitudinal no excederá de 18.3m.	La escalera no cuenta con ductos.
		X		SOPORTE DE LOS DUCTOS: los ductos no son soportados por tuberías o conductos eléctricos.	
			X	DUCTOS CRUZANDO JUNTAS SISMICAS: ductos que cruzan juntas sísmicas, planos aislados o están conectados a estructuras independientes tienen acoples u otro detallamiento para acomodarse a los desplazamientos sísmicos relativos.	

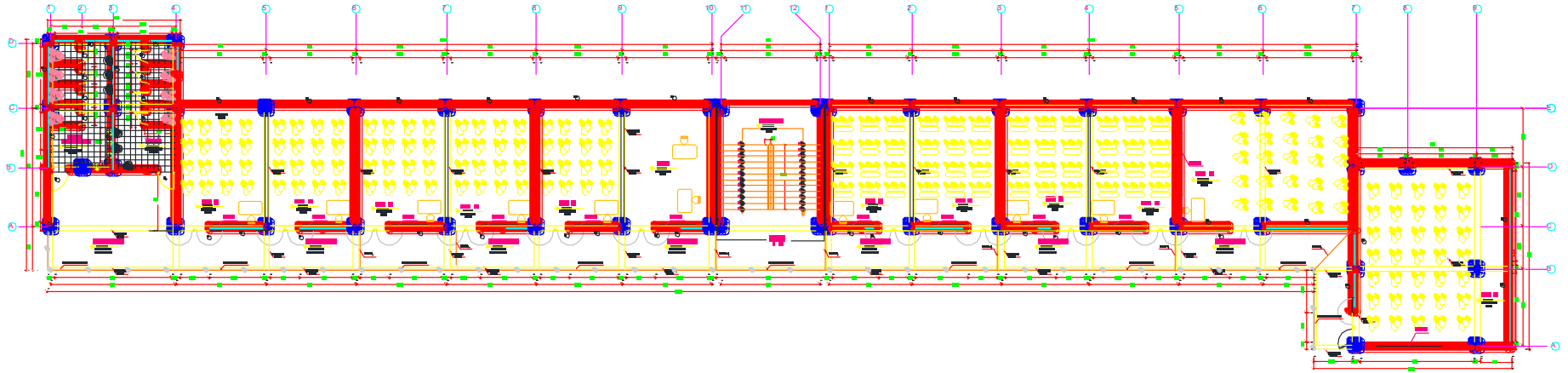
Nota: Adaptado Listas de Verificación No Estructural Para Escalera (págs. 323 y 324), por

ASCE 41-17, Copyright ASCE.

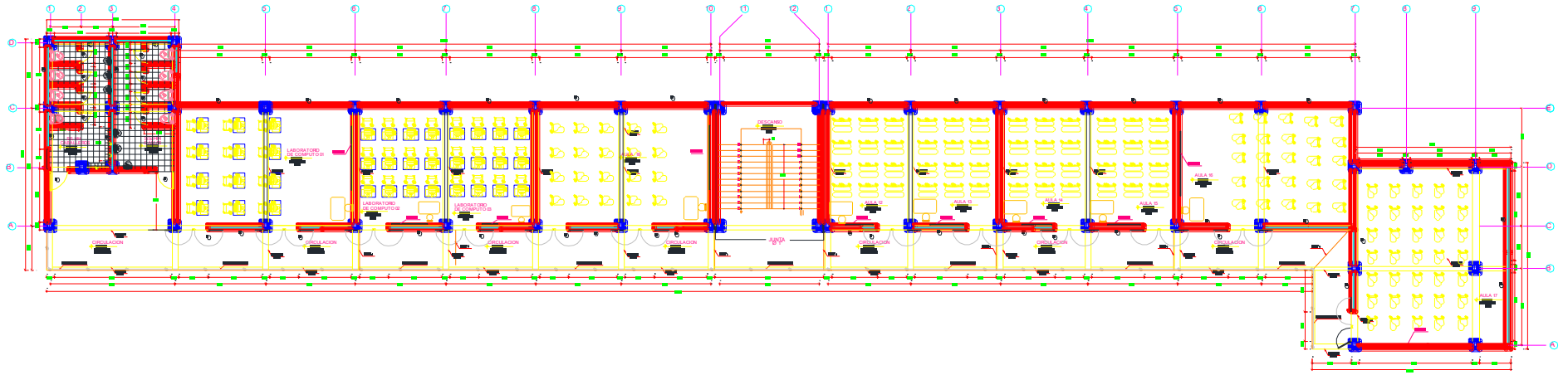
Anexo 21: Plano de Arquitectura Nivel 1



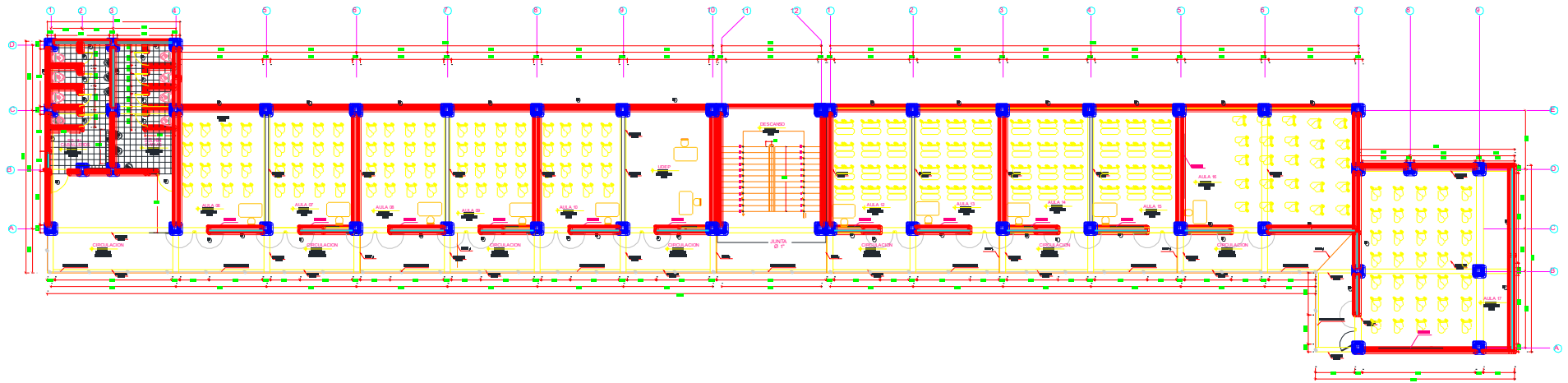
Anexo 22: Plano de Arquitectura Nivel 2



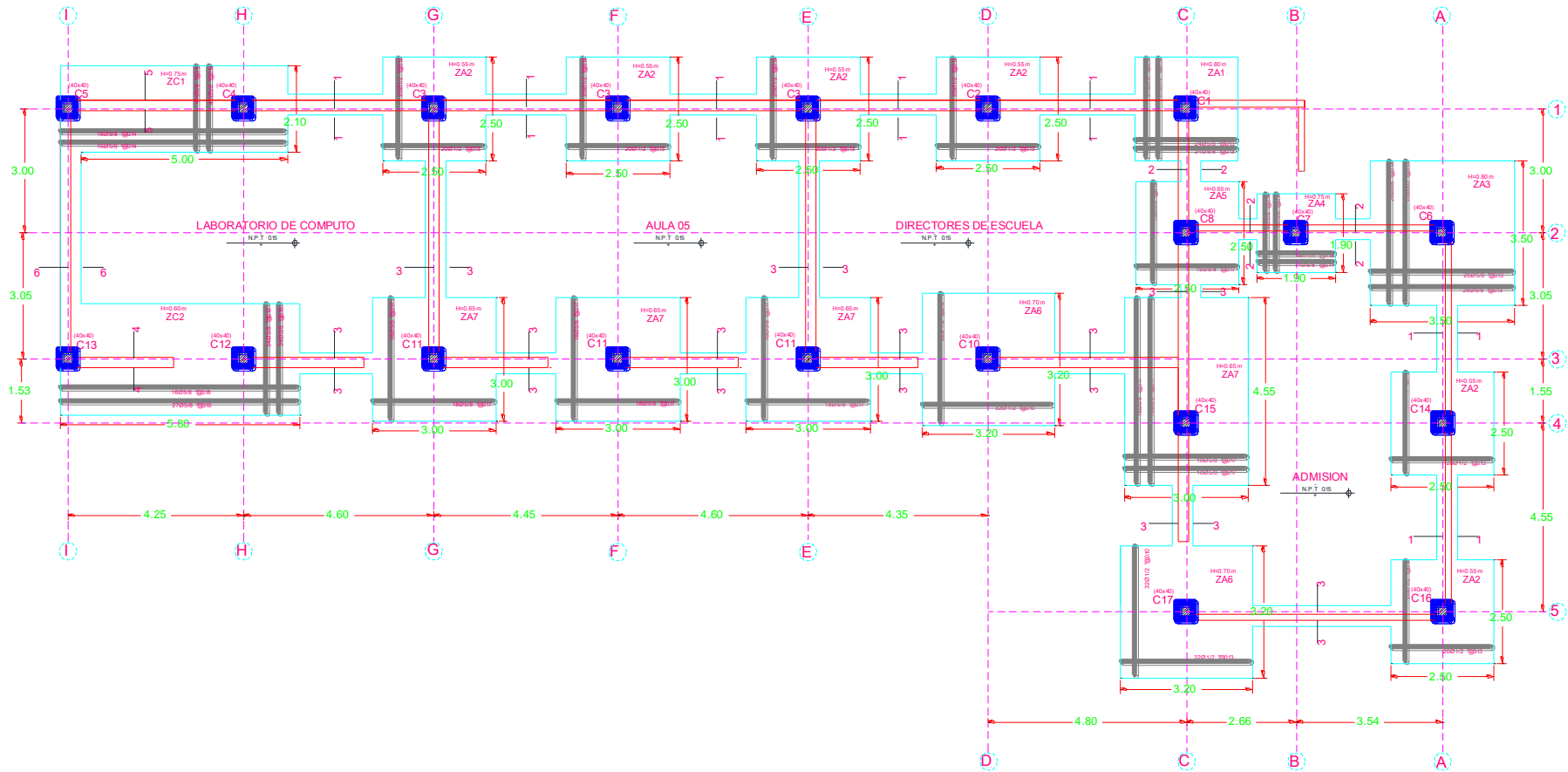
Anexo 23: Plano de Arquitectura Nivel 3



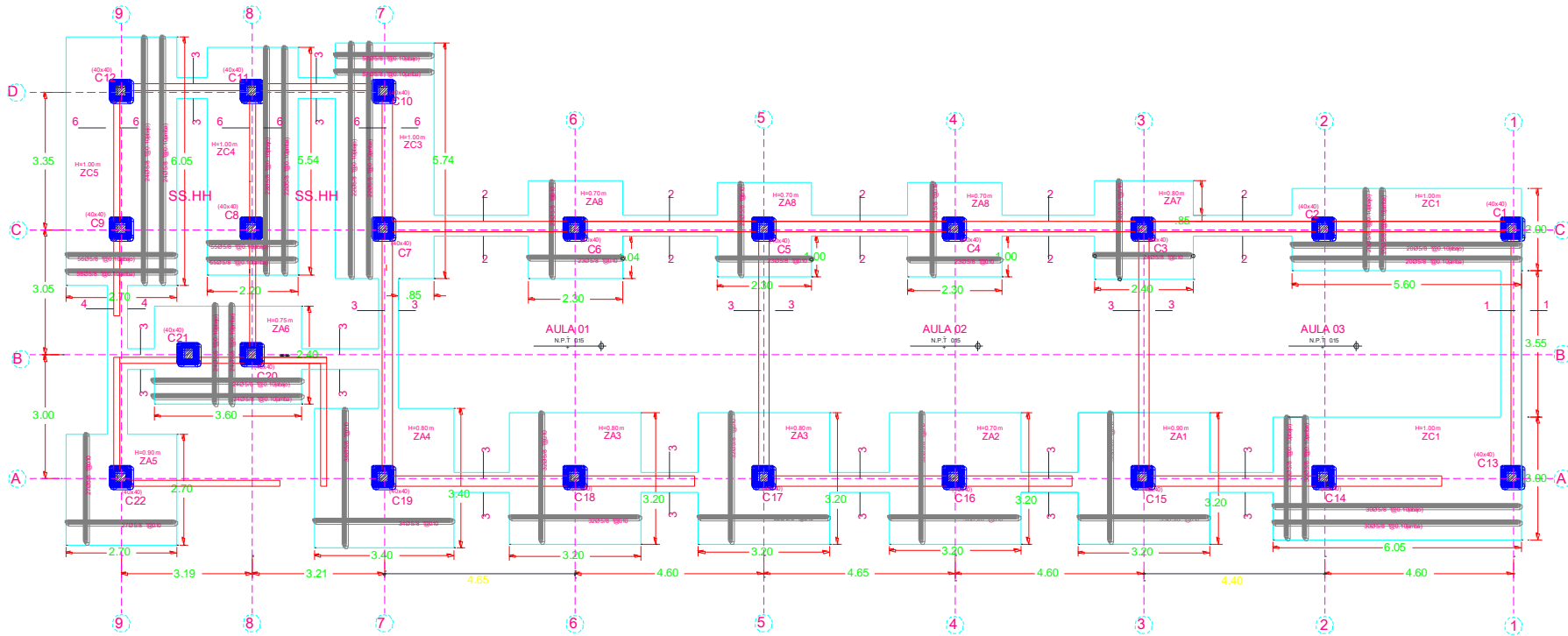
Anexo 24: Plano de Arquitectura Nivel 4



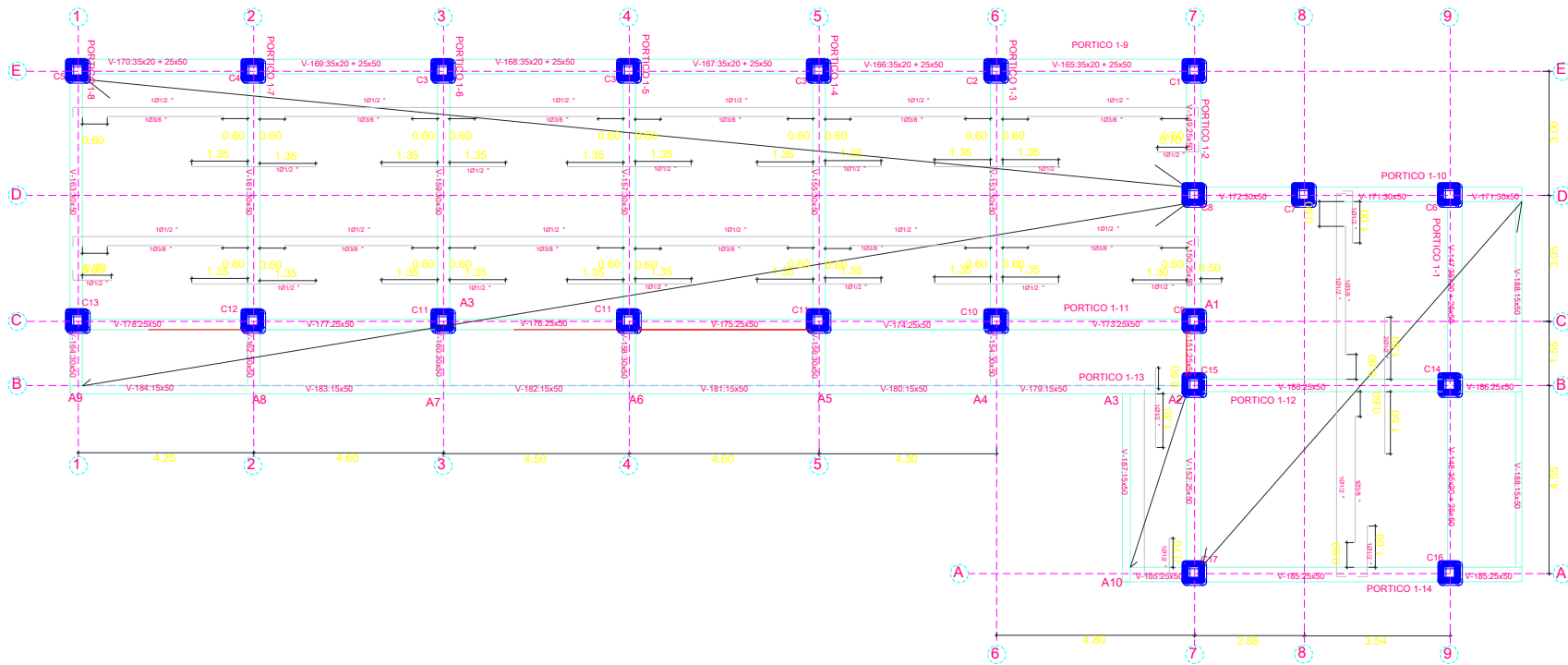
Anexo 25: Plano de Estructuras Cimentación Módulo I



Anexo 26: Plano de Estructuras Cimentación Módulo II



Anexo 27: Plano de Estructuras Aligerado Típico para los Niveles 1er, 2do, 3er y 4to Piso del Módulo I



Anexo 28: Plano de Estructuras Aligerado Típico para los Niveles 1er, 2do, 3er y 4to Piso del Módulo II

