

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**“NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO EN DOS MÓDULOS DE LA  
INSTITUCIÓN EDUCATIVA NUESTRA SEÑORA DEL ROSARIO DE LA  
CIUDAD DE CAJABAMBA, 2023”**

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

**PRESENTADO POR:**

Bach. JESUS ELOIDER BALTA CRISOLOGO

**ASESOR:**

Dr. Ing. MIGUEL ANGEL MOSQUEIRA MORENO

CAJAMARCA- PERÚ

2026

## CONSTANCIA DE INFORME DE ORIGINALIDAD

### - FACULTAD DE INGENIERÍA -

1. **Investigador:** JESUS ELOIDER BALTA CRISOLOGO

**DNI:** 72879139

**Escuela Profesional:** INGENIERÍA CIVIL

2. **Asesor:** Dr. Ing. MIGUEL ANGEL MOSQUEIRA MORENO

**Facultad:** DE INGENIERÍA

3. **Grado académico o título profesional**

☐ Bachiller

☒ Título profesional

☐ Segunda especialidad

☐ Maestro

☐ Doctor

4. **Tipo de Investigación:**

☒ Tesis

☐ Trabajo de investigación

☐ Trabajo de suficiencia profesional

☐ Trabajo académico

5. **Título de Trabajo de Investigación:**

NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO EN DOS MÓDULOS DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA NUESTRA SEÑORA DEL ROSARIO DE LA CIUDAD DE CAJABAMBA, 2023

6. **Fecha de evaluación:** 09/01/2026

7. **Software antiplagio:**

☒ TURNITIN

☐ URKUND (OURIGINAL) (\*)

8. **Porcentaje de Informe de Similitud:** 24%

9. **Código Documento:** Oid:3117:544958469

10. **Resultado de la Evaluación de Similitud:**

☒ APROBADO ☐ PARA LEVANTAMIENTO DE OBSERVACIONES O DESAPROBADO

Fecha Emisión: 09/01/2026

 <hr/> <p><b>FIRMA DEL ASESOR</b> Dr. Ing. MIGUEL ANGEL MOSQUEIRA MORENO DNI: 26733060</p>	 <p>Firmado digitalmente por: BAZAN DIAZ Laura Sofia FAU 20148258601 soft Motivo: En señal de conformidad Fecha: 09/01/2026 09:57:24-0500</p> <hr/> <p><b>UNIDAD DE INVESTIGACIÓN FI</b></p>
--	--



Universidad Nacional de Cajamarca

"Norte de la Universidad Peruana"

Fundada por Ley 14015 del 13 de Febrero de 1962

FACULTAD DE INGENIERÍA

Teléf. N° 365976 Anexo N° 1129-1130



## ACTA DE SUSTENTACIÓN PÚBLICA DE TESIS.

TITULO : *NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO EN DOS MÓDULOS DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA NUESTRA SEÑORA DEL ROSARIO DE LA CIUDAD DE CAJABAMBA, 2023.*

ASESOR : *Dr. Ing. Miguel Angel Mosqueira Moreno.*

En la ciudad de Cajamarca, dando cumplimiento a lo dispuesto por el Oficio Múltiple N° 0043-2026-PUB-SA-FI-UNC, de fecha 12 de enero de 2026, de la Secretaría Académica de la Facultad de Ingeniería, a los **dieciséis días del mes de enero de 2026**, siendo las once horas (11:00 a.m.) en la Sala de Audiovisuales (Edificio 1A - Segundo Piso), de la Facultad de Ingeniería se reunieron los Señores Miembros del Jurado Evaluador:

Presidente : Dr. Ing. Mauro Augusto Centurión Vargas.  
Vocal : Ing. Marcos Mendoza Linares.  
Secretario : Dr. Ing. Agustín Emerson Medina Chávez.

Para proceder a escuchar y evaluar la sustentación pública de la tesis titulada *NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO EN DOS MÓDULOS DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA NUESTRA SEÑORA DEL ROSARIO DE LA CIUDAD DE CAJABAMBA, 2023*, presentado por el Bachiller en Ingeniería Civil *JESUS ELOIDER BALTA CRISOLOGO*; asesorado por el Dr. Ing. Miguel Angel Mosqueira Moreno, para la obtención del Título Profesional

Los Señores Miembros del Jurado replicaron al sustentante debatieron entre sí en forma libre y reservada y lo evaluaron de la siguiente manera:

EVALUACIÓN PRIVADA : ..... *06* ..... PTS.  
EVALUACIÓN PÚBLICA : ..... *11* ..... PTS.  
EVALUACIÓN FINAL : ..... *17* ..... PTS ..... *Diecisiete.* (En letras)

En consecuencia, se lo declara ..... *Aprobado* ..... con el calificativo de ..... *Diecisiete* .....  
acto seguido, el presidente del jurado hizo saber el resultado de la sustentación, levantándose la presente a las ..... *12 p.m.* ..... horas del mismo día, con lo cual se dio por terminado el acto, para constancia se firmó por quintuplicado.

Dr. Ing. Mauro Augusto Centurión Vargas.  
Presidente

Ing. Marcos Mendoza Linares.  
Vocal

Dr. Ing. Agustín Emerson Medina Chávez.  
Secretario

Dr. Ing. Miguel Angel Mosqueira Moreno.  
Asesor

## **AGRADECIMIENTO**

A mis padres y hermanos, por darme la oportunidad y la confianza de desarrollar mi carrera profesional como ingeniero civil.

Al Dr. Ing. Miguel Angel Mosqueira Moreno, mi asesor, por compartir generosamente sus amplios conocimientos en el ámbito de la ingeniería, así como por su paciencia y compromiso en el desarrollo de la presente investigación.

A la Universidad Nacional de Cajamarca y a los docentes de la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil, quienes con su dedicación, compromiso y vocación de enseñanza supieron transmitirme no solo conocimientos, sino también principios y valores que han fortalecido mi formación como un profesional.



## **DEDICATORIA**

Dedico la presente investigación Dios, quien me ha concedido el don de la vida, la salud, la sabiduría y la fortaleza necesarias para enfrentar cada reto que se ha presentado en mi camino.

A mis padres, María Felicita Crisologo Laiza y Luis Balta Benites, por su amor inagotable y el respaldo constante que me han brindado para alcanzar mis objetivos, así como por enseñarme principios y valores que me guían a ser una mejor persona.

A mis hermanos, cuya influencia y motivación han sido parte fundamental en mi crecimiento y formación profesional.

## CONTENIDO

AGRADECIMIENTO .....	ii
DEDICATORIA .....	iii
ÍNDICE DE TABLAS .....	viii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xii
RESUMEN .....	xvii
ABSTRACT.....	xviii
CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN .....	1
1.1 Planteamiento del Problema.....	1
1.2 Formulación del Problema .....	5
1.3 Hipótesis.....	5
1.4 Justificación del problema.....	5
1.5 Alcances y Delimitación de la Investigación .....	6
1.6 Limitaciones de la investigación .....	7
1.7 Objetivos .....	7
1.7.1 Objetivo General .....	7
1.7.2 Objetivo Específico.....	7
CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO .....	8
2.1 Antecedentes Teóricos .....	8
2.1.1 Antecedentes Internacionales.....	8
2.1.2 Antecedentes Nacionales .....	9
2.1.3 Antecedentes Locales.....	11
2.2 Bases Teóricas .....	12

2.2.1	Peligro Sísmico .....	12
2.2.2	Categoría, Sistema Estructural y Regularidad en Edificaciones.....	16
2.2.3	Desempeño Sísmico.....	20
2.2.4	Diseño Sísmico Basado en Desempeño.....	21
2.2.5	Niveles de desempeño.....	22
2.2.6	Nivel de Peligro Sísmico .....	31
2.2.7	Nivel de Desempeño Esperado .....	35
2.2.8	Criterios de Aceptabilidad de Desempeño.....	39
2.2.9	Demanda sísmica. ....	42
2.2.10	Rigidez .....	43
2.2.11	Análisis Estático No Lineal “Pushover” .....	47
2.3	Definición de términos básicos .....	52
CAPÍTULO III. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN .....		54
3.1	Ubicación de la zona de estudio.....	54
3.1.1	Ubicación geográfica .....	54
3.1.2	Ubicación política .....	55
3.2	Época de la investigación.....	56
3.3	Tipo y diseño de la Investigación.....	56
3.4	Población de estudio.....	56
3.5	Muestra.....	56
3.6	Unidad de Análisis.....	56
3.7	Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos .....	57
3.7.1	Técnicas de recolección de datos .....	57

3.7.2	Ensayos .....	57
3.7.3	Instrumentos de recopilación de información .....	57
3.8	Procedimiento.....	58
3.8.1	Descripción de las estructuras.....	60
3.8.2	Metrado de Cargas. ....	62
3.8.3	Modelamiento de los Módulos en Etabs. ....	64
3.8.4	Carga Gravitacional No Lineal (CGNL).....	73
3.8.5	Parámetros sísmicos.....	74
3.8.6	Periodo Fundamental de Vibración. ....	77
3.8.7	Definición del cortante basal. ....	80
3.8.8	Verificación del cortante mínimo en el análisis modal espectral. ....	81
3.8.9	Cálculo de desplazamientos. ....	84
3.8.10	Cálculo de derivas.....	87
3.8.11	Análisis estático no lineal. ....	91
3.8.12	Asignación de rótulas plásticas. ....	92
3.8.13	Niveles de control de daño.....	98
3.8.14	Demanda sísmica. ....	100
3.8.15	Rigidez efectiva. ....	108
3.9	Nivel de Desempeño Sísmico .....	108
3.9.1	Módulo 2.....	108
3.9.2	Módulo 4.....	113
3.10	Presentación de Resultados .....	118
3.10.1	Módulo 2.....	119

3.10.2	Módulo 4.....	120
CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....		122
4.1	Nivel de Desempeño Obtenido .....	122
4.1.1	Módulo 2.....	122
4.1.2	Módulo 4.....	123
4.2	Comparación de los Resultados Obtenidos.....	125
4.3	Contrastación de hipótesis.....	126
4.4	Aplicación del desempeño sísmico a una estructura nueva .....	126
CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		128
5.1	Conclusiones .....	128
5.2	Recomendaciones.....	129
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		130
APÉNDICE.....		135



## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: <i>Factores de zona “Z”</i> .....	12
Tabla 2 <i>Clasificación de los perfiles de suelo.</i> .....	14
Tabla 3 <i>Factor de suelo “S”</i> .....	15
Tabla 4 <i>Periodos <math>T_P</math> y <math>T_L</math></i> .....	15
Tabla 5 <i>Categoría de las edificaciones y factor de uso “U”</i> .....	16
Tabla 6 <i>Sistemas Estructurales y coeficientes básico de reducción “R0”</i> .....	18
Tabla 7 <i>Factores de Irregularidad Ia</i> .....	18
Tabla 8 <i>Factores de Irregularidad Ip</i> .....	19
Tabla 9 <i>Niveles de desempeño sísmico según la metodología VISION 2000</i> .....	23
Tabla 10 <i>Combinaciones de niveles de desempeño estructural y no estructural para formar niveles de desempeño del edificio según el ATC 40 (1996).</i> .....	25
Tabla 11 <i>Niveles de desempeño según el ATC-40</i> .....	26
Tabla 12 <i>Control de daños y niveles de desempeño de la edificación</i> .....	28
Tabla 13 <i>Combinaciones de niveles de desempeño estructural y no estructural para formar niveles objetivo de desempeño de edificios según el ASCE/SEI 41-17</i> .....	29
Tabla 14 <i>Niveles de desempeño según ASCE/SEI 41-17</i> .....	30
Tabla 15 <i>Niveles de peligro sísmico según comité VISION 2000</i> .....	32
Tabla 16 <i>Clasificación de niveles de peligro sísmico del ASCE/SEI 41-17.</i> .....	34
Tabla 17 <i>Nivel de desempeño esperados según Comité VISION 2000</i> .....	36
Tabla 18 <i>Nivel de desempeño esperado: criterio de seguridad básica para estructuras convencionales según el ATC 40</i> .....	37
Tabla 19 <i>Objetivos de Desempeño según el ASCE/SEI 41-17</i> .....	38

Tabla 20	<i>Tipos de objetivos de desempeño</i> .....	39
Tabla 21	<i>Criterios de aceptación global</i> .....	40
Tabla 22	<i>Parámetros de modelado y criterios numéricos de aceptación para procedimientos no lineales en elementos de concreto armado</i> .....	42
Tabla 23	<i>Parámetros sísmicos para el módulo 2 y 4</i> .....	75
Tabla 24	<i>Aceleración espectral del espectro de diseño</i> .....	76
Tabla 25	<i>Masa y peso del módulo 2</i> .....	80
Tabla 26	<i>Masa y peso del módulo 4</i> .....	81
Tabla 27	<i>Verificación de la fuerza cortante mínima en el módulo 2</i> .....	82
Tabla 28	<i>Fuerza cortante mínima en el módulo 2, luego de escalar</i> .....	82
Tabla 29	<i>Verificación de la fuerza cortante mínima en el módulo 4</i> .....	84
Tabla 30	<i>Fuerza cortante mínima en el módulo 4, luego de escalar</i> .....	84
Tabla 31	<i>Desplazamientos del módulo 2</i> .....	85
Tabla 32	<i>Desplazamientos del módulo 4</i> .....	87
Tabla 33	<i>Derivas del módulo 2 en dirección X</i> .....	88
Tabla 34	<i>Derivas del módulo 2 en dirección Y</i> .....	88
Tabla 35	<i>Derivas del módulo 4 en dirección X</i> .....	89
Tabla 36	<i>Derivas del módulo 4 en dirección Y</i> .....	90
Tabla 37:	<i>Parámetros para la asignación de rótulas plásticas en vigas</i> .....	92
Tabla 38	<i>Parámetros para la asignación de rótulas plásticas en columnas</i> .....	93
Tabla 39	<i>Niveles objetivo de desempeño y control de daño en estructuras</i> .....	98
Tabla 40	<i>Desempeño sísmico en diferentes tipos de edificaciones bajo demanda sísmica</i> .....	99
Tabla 41	<i>Nivel de peligro sísmico</i> .....	101

Tabla 42	<i>Valores de rigidez efectiva.....</i>	108
Tabla 43	<i>Parámetros de modelo bilineal de la curva de capacidad del módulo 2 .....</i>	110
Tabla 44	<i>Puntos de desempeño para diferentes peligros sísmicos del módulo 2. ....</i>	112
Tabla 45	<i>Sectorización de curva de capacidad del módulo 2. ....</i>	113
Tabla 46	<i>Parámetros del modelo bilineal de la curva de capacidad del módulo 4 .....</i>	115
Tabla 47	<i>Puntos de desempeño para diferentes peligros sísmicos del módulo 4. ....</i>	117
Tabla 48	<i>Sectorización de curva de capacidad del módulo 4. ....</i>	117
Tabla 49	<i>Nivel de desempeño esperado por el comité VISION 2000. ....</i>	118
Tabla 50	<i>Nivel de desempeño sísmico para el módulo 2 .....</i>	119
Tabla 51	<i>Nivel de desempeño sísmico para el módulo 4 .....</i>	121
Tabla 52	<i>Resumen de los ensayos de esclerometría .....</i>	137
Tabla 53	<i>Resistencia a la compresión empleada en el modelo estructural .....</i>	137
Tabla 54	<i>Abaco de correlación número de rebotes - resistencia a la compresión simple del concreto .....</i>	138
Tabla 55	<i>Ficha de ensayo de esclerometría en columna (E1) del módulo 4. ....</i>	139
Tabla 56	<i>Ficha de ensayo de esclerometría en columna (E2) del módulo 4. ....</i>	140
Tabla 57	<i>Ficha de ensayo de esclerometría en columna (E3) del módulo 4. ....</i>	141
Tabla 58	<i>Ficha de ensayo de esclerometría en viga (E4) del módulo 4. ....</i>	142
Tabla 59	<i>Ficha de ensayo de esclerometría en columna (E5) del módulo 4. ....</i>	143
Tabla 60	<i>Ficha de ensayo de esclerometría en viga (E6) del módulo 4. ....</i>	144
Tabla 61	<i>Ficha de ensayo de esclerometría en viga (E7) del módulo 4. ....</i>	145
Tabla 62	<i>Ficha de ensayo de esclerometría en viga (E8) del módulo 4. ....</i>	146
Tabla 63	<i>Ficha de ensayo de esclerometría en viga (E9) del módulo 4. ....</i>	147

Tabla 64	<i>Ficha de ensayo de esclerometría en columna (E10) del módulo 2.</i>	148
Tabla 65	<i>Ficha de ensayo de esclerometría en columna (E11) del módulo 2.</i>	149
Tabla 66	<i>Ficha de ensayo de esclerometría en viga (E12) del módulo 2.</i>	150
Tabla 67	<i>Ficha de ensayo de esclerometría en columna (E13) del módulo 2.</i>	151
Tabla 68	<i>Ficha de ensayo de esclerometría en viga (E14) del módulo 2.</i>	152
Tabla 69	<i>Ficha de ensayo de esclerometría en viga (E15) del módulo 2.</i>	153
Tabla 70	<i>Ficha de ensayo de esclerometría en viga (E16) del módulo 2.</i>	154
Tabla 71	<i>Ficha de ensayo de esclerometría en viga (E17) del módulo 2.</i>	155
Tabla 72	<i>Ficha de ensayo de esclerometría en viga (E18) del módulo 2.</i>	156

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1	<i>Mapa sísmico del Perú período 1960 - 2023.</i>	2
Figura 2	<i>Afectación de carretera en el Distrito de Condebamba, Provincia de Cajabamba.</i>	4
Figura 3	<i>Zonas Sísmicas</i>	13
Figura 4	<i>Relación entre amenaza sísmica y niveles de desempeño, según VISION 2000 (SEAO, 1995).</i>	36
Figura 5	<i>Espectro de peligro uniforme</i>	43
Figura 6	<i>Curva de esfuerzo deformación del modelo de Mander</i>	45
Figura 7	<i>Idealizaciones de la curva esfuerzo - deformación del acero</i>	46
Figura 8	<i>Representación esquemática del AENL (Pushover)</i>	48
Figura 9	<i>Curva de capacidad (curva Pushover)</i>	49
Figura 10	<i>Sectorización de la curva de capacidad</i>	51
Figura 11	<i>Vista satelital de la Institución Educativa Nuestra Señora del Rosario en ciudad de Cajabamba.</i>	54
Figura 12	<i>Ubicación política del distrito de Cajabamba, provincia de Cajabamba, región Cajamarca.</i>	55
Figura 13	<i>Diagrama de flujo de trabajo</i>	59
Figura 14	<i>Ubicación de los Módulos 2 y 4 en la Institución Educativa Nuestra Señora del Rosario</i>	60
Figura 15:	<i>Modulo 2 de la Institución Educativa Nuestra Señora del Rosario</i>	61
Figura 16	<i>Módulo 4 de la Institución Educativa Nuestra Señora del Rosario</i>	62
Figura 17	<i>Definición de las propiedades del concreto para los módulos 2 y 4.</i>	64
Figura 18	<i>Propiedades no lineales del concreto</i>	65



Figura 19	<i>Modelo de Mander para el concreto confinado</i> .....	65
Figura 20	<i>Definición de las propiedades del acero de refuerzo</i> .....	66
Figura 21	<i>Propiedades no lineales del acero de refuerzo</i> .....	67
Figura 22	<i>Modelo de Park para el acero de refuerzo</i> .....	67
Figura 23	<i>Secciones de los materiales frame</i> .....	68
Figura 24	<i>Sección y diagrama de momento vs curvatura para la columna C1</i> .....	68
Figura 25	<i>Sección y diagrama de momento vs curvatura para la columna C3</i> .....	69
Figura 26	<i>Sección y diagrama de momento vs curvatura para la columna C5</i> .....	69
Figura 27	<i>Sección y diagrama de momento vs curvatura para la columna C6</i> .....	69
Figura 28	<i>Definición de losas aligeradas</i> .....	70
Figura 29	<i>Definición del muro de concreto armado</i> .....	70
Figura 30	<i>Peso sísmico de la estructura</i> .....	71
Figura 31	<i>Modelo estructural del módulo 2</i> .....	72
Figura 32	<i>Modelo estructural del módulo 4</i> .....	72
Figura 33	<i>Definición de CGNL</i> .....	74
Figura 34	<i>Espectro de diseño</i> .....	76
Figura 35	<i>Periodo de vibración del módulo 2</i> .....	77
Figura 36	<i>Modo de vibración en X del módulo 2</i> .....	77
Figura 37	<i>Modo de vibración en Y del módulo 2</i> .....	78
Figura 38	<i>Periodo de vibración del módulo 4</i> .....	78
Figura 39	<i>Modo de vibración en X del módulo 4</i> .....	79
Figura 40	<i>Modo de vibración en Y del módulo 4</i> .....	79
Figura 41	<i>Cortante dinámico para el sismo dinámico en X del módulo 2</i> .....	81

Figura 42	<i>Cortante dinámico para el sismo dinámico en Y del módulo 2</i> .....	82
Figura 43	<i>Cortante dinámico para el sismo dinámico en X del módulo 4</i> .....	83
Figura 44	<i>Cortante dinámico para el sismo dinámico en Y del módulo 4</i> .....	83
Figura 45	<i>Desplazamientos del módulo 2 en dirección X</i> .....	84
Figura 46	<i>Desplazamientos del módulo 2 en dirección Y</i> .....	85
Figura 47	<i>Desplazamientos del módulo 4 en dirección X</i> .....	86
Figura 48	<i>Desplazamientos del módulo 4 en dirección Y</i> .....	86
Figura 49	<i>Grafica de derivas del módulo 2 en dirección X</i> .....	87
Figura 50	<i>Grafica de derivas del módulo 2 en dirección Y</i> .....	88
Figura 51	<i>Grafica de derivas del módulo 4 en dirección X</i> .....	89
Figura 52	<i>Grafica de derivas del módulo 4 en dirección Y</i> .....	90
Figura 53	<i>Definición de la carga estática no lineal</i> .....	91
Figura 54	<i>Gráfica normalizada de la fuerza vs deformación en elementos estructurales</i> .....	94
Figura 55	<i>Definición de rótulas plásticas en vigas</i> .....	94
Figura 56	<i>Definición de rótulas plásticas en columnas</i> .....	95
Figura 57	<i>Gráfica normalizada de las propiedades de las rótulas plásticas para una viga</i> .....	95
Figura 58	<i>Gráfica normalizada de las propiedades de las rótulas plásticas para una Columna</i> .....	96
Figura 59	<i>Asignación de las rótulas plásticas en vigas para el módulo 2</i> .....	96
Figura 60	<i>Asignación de las rótulas plásticas en columnas para el módulo 2</i> .....	97
Figura 61	<i>Asignación de las rótulas plásticas en vigas para el módulo 4</i> .....	97
Figura 62	<i>Asignación de las rótulas plásticas en columnas para el módulo 4</i> .....	98
Figura 63	<i>Nivel de desempeño esperados según Comité VISION 2000</i> .....	99

Figura 64	<i>Programa R-CRISIS v20.3.0</i> .....	100
Figura 65	<i>Incorporación de fuentes sismogénicas en el territorio nacional</i> .....	101
Figura 66	<i>Mapa de peligro sísmico para un periodo de retorno de 475 años (10 % de probabilidad de excedencia en 50 años)</i> .....	102
Figura 67	<i>Probabilidad de excedencia y espectro de peligro uniforme para un periodo de retorno de 475 años (10 % de probabilidad de excedencia en 50 años)</i> .....	102
Figura 68	<i>Espectros de peligro uniforme para diferentes periodos de retorno</i> .....	103
Figura 69	<i>Aplicativo web de EPU de SENCICO</i> .....	104
Figura 70	<i>Espectros de peligro uniforme para la zona de estudio</i> .....	105
Figura 71	<i>Gráfica de dispersión de las ordenadas espectrales de los EPU (SENCICO) para diferentes periodos de retorno</i> .....	106
Figura 72	<i>Comparación de los EPU obtenidos mediante el software R-CRISIS y del aplicativo web de SENCICO para (a) sismo frecuente, (b) sismo ocasional, (c) sismo raro y (d) sismo muy raro</i> .....	107
Figura 73	<i>Curva de capacidad en dirección X del módulo 2</i> .....	109
Figura 74	<i>Curva de capacidad e idealización bilineal del módulo 2</i> .....	109
Figura 75	<i>Punto de desempeño para sismo frecuente del módulo 2</i> .....	110
Figura 76	<i>Punto de desempeño para sismo ocasional del módulo 2</i> .....	111
Figura 77	<i>Punto de desempeño para sismo raro del módulo 2</i> .....	111
Figura 78	<i>Punto de desempeño para sismo muy raro del módulo 2</i> .....	112
Figura 79	<i>Sectorización de curva de capacidad del módulo 2</i> .....	113
Figura 80	<i>Curva de capacidad del módulo 4</i> .....	114
Figura 81	<i>Curva de capacidad e idealización bilineal del módulo 4</i> .....	114

Figura 82	<i>Punto de desempeño para sismo frecuente del módulo 4.</i>	115
Figura 83	<i>Punto de desempeño para sismo ocasional del módulo 4.</i>	116
Figura 84	<i>Punto de desempeño para sismo raro del módulo 4.</i>	116
Figura 85	<i>Punto de desempeño para sismo muy raro del módulo 4.</i>	117
Figura 86	<i>Sectorización de curva de capacidad del módulo 4.</i>	118
Figura 87	<i>Desempeño sísmico del módulo 2.</i>	119
Figura 88	<i>Cortante para los diferentes peligros sísmicos del Módulo 2.</i>	120
Figura 89	<i>Desempeño sísmico del módulo 4.</i>	120
Figura 90	<i>Cortante para los diferentes peligros sísmicos del Módulo 4.</i>	121
Figura 91	<i>Nivel de desempeño sísmico para el módulo 2.</i>	122
Figura 92	<i>Nivel de desempeño sísmico para el módulo 4.</i>	124
Figura 93	<i>Nivel de desempeño sísmico de los módulos 2 y 4 de la I.E. Nuestra Señora del Rosario</i> .....	126
Figura 94	<i>Acceso principal de la Institución Educativa Nuestra Señora del Rosario</i>	135
Figura 95	<i>Módulo 2 de la I.E. Nuestra señora del Rosario</i>	135
Figura 96	<i>Módulo 4 de la I.E. Nuestra señora del Rosario</i>	136
Figura 97	<i>Verificación de medidas de los elementos estructurales (a) Columna T, (b) Viga ..</i>	136

## RESUMEN

El análisis del desempeño sísmico de las edificaciones permite predecir como estas responderán frente a diferentes niveles de peligro sísmico. En ese contexto, la presente investigación tiene como objetivo determinar el nivel desempeño sísmico en dos módulos de la I.E. Nuestra Señora del Rosario de la Ciudad de Cajabamba. La metodología empleada se basa en el análisis estático no lineal (pushover), siguiendo las directrices planteadas en normas internacionales tales como el ASCE/SEI 41-17 y el comité VISION 2000, así como en la normativa nacional de diseño sismorresistente. A partir del modelamiento estructural en el software ETABS v20.3.0 y la obtención de la curva de capacidad, se determinó el punto de desempeño sísmico y se relacionó con los objetivos de desempeño del comité VISION 2000. Se obtuvo como resultados que el nivel de desempeño sísmico obtenido para el módulo 2 y 4, ante un nivel de sismo frecuente y ocasional, es operacional; en el módulo 2, para un sismo raro alcanzó un nivel de desempeño funcional y para un sismo muy raro un nivel de desempeño de seguridad de vida; para el módulo 4, frente un sismo raro se obtuvo un nivel de desempeño operacional y para el nivel de sismo muy raro, alcanzó un nivel de desempeño funcional. En síntesis, del análisis de desempeño sísmico realizado a cada módulo, se concluye que el módulo 4 presenta un desempeño sísmico más favorable que el módulo 2, pero ambos módulos presentan un buen comportamiento para los niveles de peligro sísmico frecuente y ocasional.

**Palabras clave:** Desempeño sísmico, nivel de desempeño, nivel de peligro sísmico, análisis estático no lineal, punto de desempeño.



## ABSTRACT

The analysis of the seismic performance of buildings allows us to predict how they will respond to different levels of seismic hazard. In this context, the present research aims to determine the seismic performance level of two modules of the Nuestra Señora del Rosario School in the city of Cajabamba. The methodology employed is based on nonlinear static (pushover) analysis, following the guidelines established in international standards such as ASCE/SEI 41-17 and the VISION 2000 committee, as well as the national seismic-resistant design regulations. From the structural modeling in the ETABS v20.3.0 software and the generation of the capacity curve, the seismic performance point was determined and related to the performance objectives of the VISION 2000 committee. The results showed that the seismic performance level obtained for modules 2 and 4, under a frequent and occasional earthquake scenario, is operational. In module 2, for a rare earthquake, it achieved a functional performance level, and for a very rare earthquake, a life safety performance level. For module 4, for a rare earthquake, it achieved an operational performance level, and for a very rare earthquake, it achieved a functional performance level. In summary, from the seismic performance analysis of each module, it is concluded that module 4 exhibits more favorable seismic performance than module 2, but both modules demonstrate good performance for frequent and occasional seismic hazard levels.

**Keywords:** Seismic performance, performance level, seismic hazard level, nonlinear static analysis, performance point.

## CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

### 1.1 Planteamiento del Problema

A nivel mundial, el estudio del desempeño sísmico de las estructuras se ha convertido en un tema prioritario debido al alto peligro sísmico en diversas regiones del planeta, este evalúa la respuesta de la estructura ante movimientos sísmicos, buscando limitar los daños y evitar el colapso mediante criterios del diseño sísmico basado en el desempeño. Los terremotos ocurridos en Japón (2011), Chile (2010) y Turquía (2023) han demostrado el enorme impacto social y económico que generan los eventos sísmicos, impulsando mejoras sustanciales en las normativas de diseño y en la implementación de tecnologías de protección (Earthquake Engineering Research Institute [EERI], 2023; Federal Emergency Management Agency [FEMA], 2020).

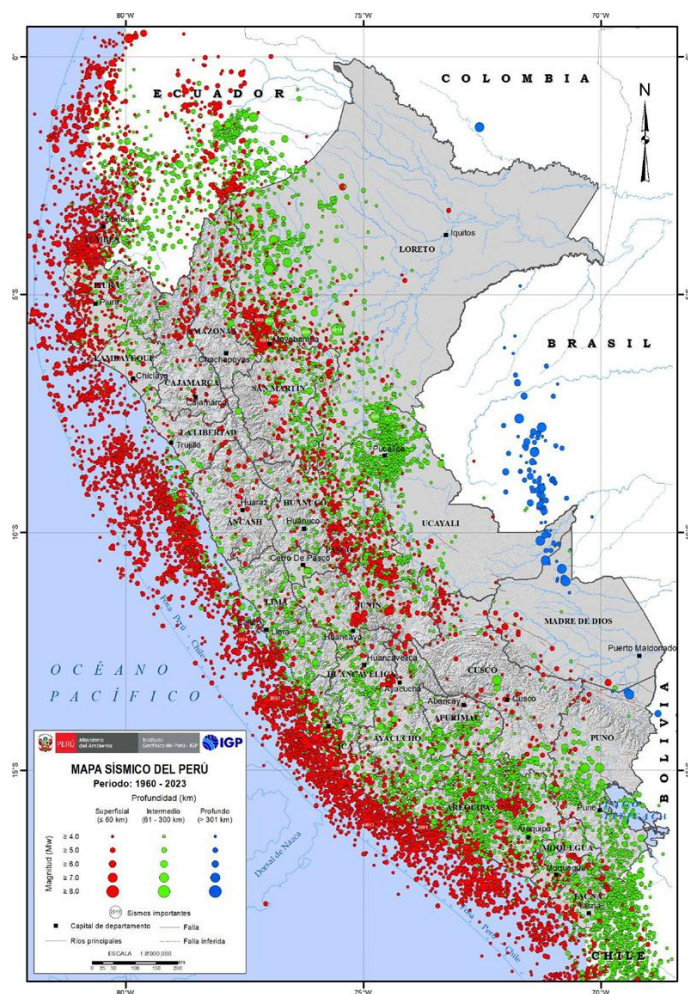
En Latinoamérica, el alto peligro sísmico asociado al Cinturón de Fuego del Pacífico ha motivado avances significativos en normativas y prácticas de diseño estructural. En Chile, el terremoto de 2010 (Mw 8.8) evidenció que la mayoría de edificaciones diseñadas con criterios modernos soportaron adecuadamente la demanda sísmica, consolidando al país como referente en ingeniería estructural (Meli, Restrepo & Yáñez, 2011).

Actualmente, las metodologías de diseño estructural incluyen la caracterización del peligro sísmico mediante enfoques de tipo probabilístico y determinístico, lo cual permite estimar de manera más precisa las exigencias que deben soportar las edificaciones. Estos criterios se complementan con el diseño sismorresistente basado en el desempeño (PBSD), el uso de herramientas de modelación no lineal y la incorporación de dispositivos de protección sísmica, con el objetivo de asegurar tanto la estabilidad estructural como la operatividad de las construcciones tras la ocurrencia de un sismo de gran magnitud (American Society of Civil Engineers [ASCE/SEI 41-17], 2017; European Committee for Standardization [CEN], 2020).

El territorio peruano presenta un nivel de peligro sísmico alto, debido a su localización en el denominado Cinturón de Fuego del Pacífico, una extensa zona tectónicamente activa donde se libera la mayor parte de la energía sísmica global, producto de los procesos de convección que ocurren en el manto terrestre (Instituto Geofísico del Perú [IGP], 2022).

### Figura 1

*Mapa sísmico del Perú período 1960 - 2023.*



*Nota.* La figura 1, evidencia que el territorio peruano presenta un nivel alto de amenaza sísmica, con una mayor actividad en las regiones del Centro - Sur, y menor en la región Norte, debido a la subducción y convergencia entre las placas Nazca y Sudamericana. Tomado del IGP (2023).

En nuestro país, es probable que ocurran sismos en cualquier momento, como se evidencia en el mapa de peligrosidad sísmica del Perú mostrado en la Figura 1. En las últimas décadas, el país ha experimentado sismos significativos como el ocurrido en Pisco en 2007 (Mw 8.0), que dejó pérdidas de vidas humanas y materiales, el registrado en la región de Arequipa en 2019 (Mw 7.1), que afectó considerablemente la infraestructura local (IGP, 2022). Más recientemente, el terremoto de Amazonas en 2021 (Mw 7.5) volvió a evidenciar la vulnerabilidad estructural en zonas urbanas y rurales (IGP, 2022). Este fenómeno sísmico podría volver a pasar en cualquier región del país, es por eso que al momento de diseñar una edificación se debe tener en cuenta el análisis sismorresistente.

El elevado peligro sísmico obliga a que en el Perú se adopten criterios de diseño sismorresistente que consideren no solo la seguridad de las edificaciones, sino también su capacidad de mantener niveles adecuados de desempeño estructural frente a diferentes intensidades de movimiento sísmico. En este sentido, la normativa nacional E.030 de Diseño Sismorresistente incorpora principios derivados de estudios de amenaza sísmica y busca alinearse con enfoques modernos como el diseño basado en el desempeño, a fin de garantizar la protección de vidas y reducir las pérdidas económicas ante la ocurrencia de sismos de gran magnitud (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento [MVCS], 2018).

El sismo de Lagunas, ocurrido el 26 de mayo de 2019, con una magnitud de 8.0 Mw y epicentro en la región Loreto, fue uno de los eventos telúricos más fuertes registrados en el Perú en las últimas décadas. A pesar de su considerable profundidad (alrededor de 135 km), sus efectos se sintieron en amplias zonas del territorio nacional, incluyendo la provincia de Cajabamba, que provocó daños en viviendas, carreteras, puentes, canales de riego (IGP, 2019; Centro de Operaciones de Emergencia Nacional [COEN], 2021).

## Figura 2

*Afectación de carretera en el Distrito de Condebamba, Provincia de Cajabamba.*



*Nota.* Deslizamiento de carretera en la ruta Cajabamba – Cajamarca. Tomado del COEN (2021).

De lo descrito anteriormente, se puede afirmar que la ciudad de Cajabamba se encuentra expuesta a un nivel considerable de amenaza sísmica. De acuerdo con lo establecido en la Norma Técnica de Edificación E.030: Diseño Sismorresistente, dicha localidad se ubica en la zona sísmica 3, lo que implica una alta probabilidad de ocurrencia de movimientos sísmicos de gran magnitud, condición que demanda especial atención en el diseño y construcción de sus edificaciones (MVCS, 2018).

Según la Estadística de la Calidad Educativa (ESCALE, 2022) la edificación de la I.E. Nuestra Señora del Rosario – Cajabamba, cuenta con 240 alumnos del nivel primario, 409 alumnos del nivel secundario, 11 docentes del nivel primario y 25 docentes del nivel secundario. Esta institución fue construida en el año 2006, con diseños estructurales bajo normativas ya



derogadas, siendo clasificada por la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente (2018) como una edificación esencial (A2), la cual debe seguir operando luego de la ocurrencia de un sismo severo.

Es por ello que, persiste una incertidumbre respecto al comportamiento estructural de las edificaciones frente a distintos niveles de peligrosidad sísmica, lo que hace imprescindible la realización de análisis que permitan evaluar su respuesta ante posibles eventos sísmicos. Bajo este enfoque, la presente investigación se orienta a la evaluación del desempeño sísmico de dos módulos de la Institución Educativa Nuestra Señora del Rosario, ubicada en el distrito de Cajabamba, provincia de Cajabamba, departamento de Cajamarca.

## **1.2 Formulación del Problema**

¿Cuál es el nivel de desempeño sísmico en dos módulos de la Institución Educativa Nuestra Señora del Rosario de la Ciudad de Cajabamba, ante un sismo ocasional?

## **1.3 Hipótesis**

El nivel de desempeño sísmico en dos módulos de la Institución Educativa Nuestra Señora del Rosario de la Ciudad de Cajabamba, ante un sismo ocasional, es operacional.

## **1.4 Justificación del problema**

La investigación se sustenta en la importancia de evaluar el comportamiento de las estructuras frente a diferentes niveles de peligro sísmico, considerando aquellos que es probable que la edificación deba resistir a lo largo de su vida útil. Para ello, se recurre a la verificación del desempeño sísmico, siendo el análisis estático no lineal (Pushover) una de las metodologías más empleadas y eficaces para estimar la capacidad y las posibles deficiencias estructurales (Chopra & Goel, 2002; FEMA, 2005).

La presente investigación posee una justificación teórica, al considerar la aplicación del análisis estático no lineal Pushover, metodología permite evaluar la respuesta estructural de

manera más realista frente a eventos sísmicos severos. A diferencia de los enfoques tradicionales, como el análisis estático lineal o dinámico lineal, que asumen un comportamiento elástico de la estructura y no consideran la formación de mecanismos plásticos (FEMA, 2005; ASCE/SEI 41-17, 2017). De igual modo, su relevancia social se sustenta en la necesidad de determinar el nivel de desempeño sísmico en instituciones educativas, consideradas infraestructuras esenciales dentro de toda comunidad, debido al rol fundamental que cumplen en la formación de las futuras generaciones y la obligación de garantizar condiciones seguras frente a eventos sísmicos (MVCS, 2018).

La justificación metodológica de este estudio radica en su aporte como referencia práctica para estudiantes y profesionales de la ingeniería, al demostrar el uso del análisis estático no lineal (Pushover) en la evaluación del desempeño sísmico de edificaciones. Para ello, se emplea el software ETABS v20.3.0, siguiendo los lineamientos establecidos por la normativa nacional y los estándares internacionales vigentes, lo cual asegura la pertinencia y validez de los resultados obtenidos (MVCS, 2018).

## **1.5 Alcances y Delimitación de la Investigación**

En esta investigación se determinó el nivel de desempeño sísmico de dos módulos de la edificación educativa Nuestra Señora del Rosario en la ciudad de Cajabamba, mediante el análisis estático no lineal (Pushover).

Se aplicó la metodología según la norma ASCE/SEI 41-17 (2017), la cual ofrece criterios actualizados para diseños basados en el desempeño sísmico, priorizando la prevención del colapso estructural y la operatividad de la edificación tras un sismo severo.

Se determinó el nivel de desempeño a partir de los lineamientos establecidos en la metodología VISION 2000 (SEAOC, 1995), ante los peligros sísmicos frecuente, ocasional, raro y muy raro en dos módulos de la I.E. Nuestra Señora del Rosario.

## **1.6 Limitaciones de la investigación**

El desarrollo y aplicación de la metodología será exclusivamente para el área delimitada, analizando dos módulos de la I.E. Nuestra Señora del Rosario, de dos y tres niveles simétricos conformado por pórticos. Se tomó como base el expediente técnico del proyecto denominado “Sustitución de Infraestructura del Colegio Nacional Nuestra Señora del Rosario – Cajabamba”, con el propósito de obtener documentación gráfica y las propiedades de los materiales.

El estudio se realizó sin considerar la interacción suelo estructura.

## **1.7 Objetivos**

### ***1.7.1 Objetivo General***

Determinar el nivel desempeño sísmico en dos módulos de la Institución Educativa Nuestra Señora del Rosario de la Ciudad de Cajabamba, ante un sismo ocasional.

### ***1.7.2 Objetivo Específico***

Obtener el nivel de desempeño sísmico de los módulos de la Institución Educativa Nuestra Señora del Rosario, para el nivel de sismo frecuente.

Obtener el nivel de desempeño sísmico de los módulos de la Institución Educativa Nuestra Señora del Rosario, para el nivel de sismo raro.

Obtener el nivel de desempeño sísmico de los módulos de la Institución Educativa Nuestra Señora del Rosario, para el nivel de sismo muy raro.

Comparar el desempeño sísmico obtenido para cada módulo analizado de la Institución Educativa Nuestra Señora del Rosario, ante los sismos: frecuente, ocasional, raro y muy raro.

## CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

### 2.1 Antecedentes Teóricos

#### 2.1.1 *Antecedentes Internacionales*

Abate et al. (2025), en su investigación “Advanced Seismic Analysis of a 44-Story Reinforced Concrete Building: A Comparison of Code-Based and Performance Based Design Approaches” evalúa el desempeño sísmico en una estructura de 44 niveles diseñado conforme al código EN-2015. La estructura fue analizada mediante Análisis Espectral de Respuesta (RSA), Análisis Dinámico Lineal en el Dominio del Tiempo (LDTHA) y Análisis Pushover Estático (SPO) y el Análisis Dinámico No Lineal en el Tiempo (NLTHA) en el software ETABS v19, utilizando 11 registros sísmicos de la base de datos PEER. El escalamiento de los movimientos sísmicos se realizó con SeismoMatch y ETABS. Los resultados muestran que para el edificio de 44 pisos de concreto reforzado, la evaluación de desempeño según la curva SPO de ASCE 41-13 arrojó un desplazamiento objetivo de 114.751 mm y una cortante basal de 16,694.9227 kN. Por su parte, el punto de desempeño calculado con FEMA 440 EL fue de 120.294 mm y 17,455.2248 kN, con una diferencia mínima respecto al resultado de ASCE 41-13. La curva de pushover dinámico arrojó un desplazamiento objetivo prácticamente equivalente al 2% de la altura total del edificio, equivalente aproximadamente a 2358 mm, asociado a una cortante máxima de  $0.411 \times 10^6$  kN. En ambos casos, el desplazamiento objetivo se mantuvo, aunque con variaciones en la capacidad resistente a cortante y momento. Se observó que la deriva entre pisos supera el nivel de Seguridad de Vida (Life Safety, LS) de acuerdo a los lineamientos definidos en el ATC-40, aproximadamente hasta la mitad de la altura del modelo estructural en ambos análisis. Se concluyó que, ninguna de las estructuras evaluadas sobrepasa el nivel de Prevención de Colapso (Collapse Prevention, CP).

Farinango et al. (2022), en su investigación “Evaluación sísmica y rehabilitación de una edificación universitaria construida hace más de 40 años”, estudió el comportamiento, el estado actual y la rehabilitación del edificio del Departamento de Formación Básica de la Escuela Politécnica Nacional, Quito-Ecuador. El edificio cuenta con seis pisos y se encuentra conformado por dos bloques (aulas y gradas) separados por una junta de construcción. La evaluación y rehabilitación de la estructura se realizó por medio del análisis lineal estático, análisis dinámico espectral, y análisis estático no lineal con base en las recomendaciones de la Norma Ecuatoriana de Construcción NEC-15 en complemento con el código internacional ASCE 41-17. Se concluye que las secciones y armados no son adecuados para garantizar un buen desempeño sísmico, ya que el edificio alcanzó un nivel del colapso para el peligro sísmico considerado en el análisis. El reforzamiento estructural con base en paneles de relleno (enchape) mejoró el desempeño sísmico del edificio logrando alcanzar un nivel de seguridad de vida para el sismo de diseño, y a su vez aumentó la capacidad de carga lateral máxima en el sentido más flexible.

### ***2.1.2 Antecedentes Nacionales***

Campos y Leandro (2022) en su investigación: “Evaluación del desempeño sísmico utilizando el análisis no lineal estático según la metodología ASCE 41-13 de un módulo de la Institución Educativa Andrés Avelino Cáceres, distrito de San Juan de Miraflores, provincia de Lima, Departamento de Lima”. Empleó el análisis estático no lineal, con el propósito de determinar el nivel de desempeño sísmico de la edificación a partir de la interacción entre la capacidad resistente de los elementos estructurales y las demandas de desplazamiento impuestas. Los resultados evidenciaron que el módulo evaluado cumple con los objetivos de desempeño establecidos por SEAOC VISION 2000, mostrando que, en la dirección X, la edificación alcanza

un nivel de resguardo de vida, mientras que en la dirección Y la mayoría de los elementos estructurales mantienen el mismo nivel de desempeño, excepto en las aletas de los muros del primer piso, las cuales superan dicho umbral. En conclusión, se determinó que, aunque la edificación cumple con los límites de deriva máxima estipulados en la Norma Técnica E.030, su comportamiento estructural se encuentra en condición límite dentro de los rangos permisibles. De igual manera, de acuerdo con la evaluación basada en los criterios de desempeño sísmico, la edificación alcanza el nivel de resguardo de vida.

Pinedo y Taipe (2022) en su tesis “Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de 14 pisos con el método Pushover en el distrito de Miraflores”, se llevó a cabo el análisis del desempeño de la estructura frente a distintos niveles de peligro sísmico: frecuente, ocasional, raro y muy raro. Para el modelamiento de la edificación se empleó el software ETABS v20.0.0. Inicialmente, se realizó un análisis sísmico lineal con la finalidad de verificar la regularidad estructural y estimar las derivas máximas conforme a lo dispuesto por la Norma Técnica E.030. Posteriormente, mediante un análisis estático no lineal (pushover), se obtuvo la curva de capacidad en las direcciones principales (X e Y), a partir de la cual se determinaron los puntos de desempeño aplicando los procedimientos internacionales FEMA 440 (método del Espectro de Capacidad) y ASCE 41-13 (método de Coeficientes). Los resultados evidenciaron que la edificación alcanza un nivel de desempeño de resguardo de vida en la dirección X ( $D_p = 0.23$  m) y un nivel de funcionalidad en la dirección Y ( $D_p = 0.13$  m), en concordancia con los criterios propuestos por el Comité VISION 2000 (SEAOC). En consecuencia, para la demanda sísmica asociada a un evento raro con período de retorno de 475 años, logró concluir que la estructura en estudio presenta un desempeño sísmico satisfactorio.

### **2.1.3 Antecedentes Locales**

Valdivia (2024) en su tesis “Nivel de desempeño sísmico de los bloques 2 y 4 del mercado zonal sur de Cajamarca”, determina el nivel de desempeño sísmico en dos bloques del Mercado Zonal Sur de Cajamarca. La investigación aplicó la metodología establecida en la norma ASCE 41-17, empleando el método de coeficientes, el cual permite determinar el punto de desempeño de la edificación en relación con la demanda sísmica y los objetivos de desempeño propuestos en el marco de VISION 2000 (SEAOC, 1995). Empleo el análisis estático no lineal (pushover analysis), apoyado en un modelo numérico elaborado en el software ETABS versión 20.03. Los resultados obtenidos evidencian que, los dos bloques analizados, en ambas direcciones X - Y, la estructura alcanza un nivel de desempeño correspondiente al estado de colapso frente a un peligro sísmico severo. Este hallazgo revela la limitada ductilidad de la edificación, lo que compromete su capacidad de disipar energía bajo demandas sísmicas intensas.

Según Mego (2024), en su investigación: "Desempeño sísmico de la I.E. Gregorio Ramírez Fanning 11524, Distrito De Cayaltí, Chiclayo 2023", determina el nivel de desempeño sísmico de los módulos 01 y 02 de la I.E. Gregorio Ramírez Fanning 11524, mediante el análisis estático no lineal. Para el análisis se utilizó el software ETABS mediante la aplicación de espectros de peligro uniforme, a partir de los cuales se determinaron los puntos de desempeño. Los resultados muestran que, para ambos módulos, en las direcciones principales (X e Y), la edificación presenta un desempeño totalmente operacional frente a sismos frecuentes y ocasionales, y un nivel operacional ante un sismo raro. Asimismo, bajo la demanda correspondiente a un sismo muy raro, se identifica que en la dirección X ambos módulos alcanzan el nivel de seguridad de vida, mientras que en la dirección Y el comportamiento estructural se mantiene en el nivel operacional.

## 2.2 Bases Teóricas

### 2.2.1 Peligro Sísmico

El peligro sísmico se refiere a la posibilidad de que en una zona geográfica ocurran movimientos del suelo generados por un evento sísmico, con una determinada intensidad, localización y frecuencia de ocurrencia. Este concepto no evalúa directamente las consecuencias sobre la población o las edificaciones, sino que se enfoca en describir las características físicas del fenómeno que pueden provocar daños potenciales. El análisis del peligro sísmico constituye un componente esencial en los procesos de planificación urbana, diseño estructural y gestión del riesgo, ya que permite establecer parámetros como la aceleración máxima esperada, los períodos de retorno y la probabilidad de excedencia asociados a un sitio en particular (Reiter, 1990).

**Zonificación y factores (Z).** La Norma Técnica de Edificación E.030 – Diseño Sismorresistente clasifica al territorio peruano en distintas zonas sísmicas, considerando la probabilidad de ocurrencia y la severidad de los movimientos del suelo asociados a los sismos. Para efectos de diseño estructural, a cada zona se le asigna un factor de zonificación sísmica (Z), el cual representa la aceleración máxima horizontal del suelo en fracción de la aceleración de la gravedad (g). Este valor constituye el parámetro básico para calcular las fuerzas sísmicas que deben ser consideradas en las edificaciones (N.T.E. E.030, 2018).

**Tabla 1:**

*Factores de zona “Z”*

Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.1

*Nota.* Tomado de N.T.E. E.030 (2018).



**Figura 3***Zonas Sísmicas*

*Nota.* Tomado de N.T.E. E.030 (2018).

**Condiciones Geotécnicas.** La Norma Técnica de Edificación E.030 establece que la respuesta sísmica de una estructura no depende únicamente de la magnitud del evento ni de la zona de peligrosidad sísmica, sino también de las condiciones geotécnicas del terreno donde se emplaza la edificación. Dichas condiciones se consideran fundamentales porque influyen en la amplificación del movimiento sísmico, en la demanda sísmica que recibe la edificación y, en consecuencia, en el nivel de seguridad estructural alcanzado (N.T.E. E.030, 2018).

La clasificación de los perfiles de suelo se realiza considerando, principalmente, la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte ( $V_s$ ); de manera alternativa, para suelos granulares, se emplea el promedio ponderado de los valores obtenidos mediante el ensayo de penetración estándar (SPT), mientras que, para suelos cohesivos, se utiliza el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada. Estas propiedades se evalúan en los 30 m superiores del perfil del suelo, medidos a partir del nivel del fondo de la cimentación (N.T.E. E.030, 2018).

**Tabla 2**

*Clasificación de los perfiles de suelo.*

Perfil	$\bar{V}_s$	$\bar{N}_{60}$	$\bar{S}_u$	Descripción
S <sub>0</sub>	> 1500 m/s	-	-	Roca dura
S <sub>1</sub>	500 m/s a 1500 m/s	> 50	> 100 kPa	Roca o suelos muy rígidos
S <sub>2</sub>	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa	Suelos intermedios
S <sub>3</sub>	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa	Suelos blandos
S <sub>4</sub>	Clasificación basada en el EMS			Condiciones excepcionales

*Nota.* Adaptado del N.T.E. E.030 (2018).

**Parámetros de Sitio ( $S$ ,  $T_P$  y  $T_L$ ).** Para definir la acción sísmica que debe considerarse en el diseño estructural, es indispensable incorporar los parámetros de sitio, los cuales dependen de las características geotécnicas y de la respuesta dinámica local del terreno. Entre estos parámetros destacan el factor de suelo ( $S$ ), que actúa como coeficiente de amplificación en función del tipo de suelo; el período característico corto ( $T_P$ ), que representa la transición en la respuesta sísmica entre el rango de períodos cortos y medios; y el período largo ( $T_L$ ), que define

el límite a partir del cual la respuesta estructural se ve dominada por desplazamientos en lugar de aceleraciones (N.T.E. E.030, 2018).

**Tabla 3**

*Factor de suelo "S"*

Zona	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
Z <sub>4</sub>	0.80	1.00	1.05	1.10
Z <sub>3</sub>	0.80	1.00	1.15	1.20
Z <sub>2</sub>	0.80	1.00	1.20	1.40
Z <sub>1</sub>	0.80	1.00	1.60	2.00

*Nota.* Tomado de N.T.E. E.030 (2018).

**Tabla 4**

*Periodos T<sub>P</sub> y T<sub>L</sub>*

	Perfil de suelo			
	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
T <sub>P</sub> (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
T <sub>L</sub> (s)	3.0	2.5	2.0	1.6

*Nota.* Tomado de N.T.E. E.030 (2018).

**Factor de Amplificación Sísmica (C).** Se estima el factor de amplificación en función del período de la estructura y de los períodos T<sub>P</sub> y T<sub>L</sub> mediante las siguientes ecuaciones (N.T.E. E.030, 2018).

$$T < T_P \quad C = 2.5$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2.5 \left( \frac{T_P}{T} \right)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 \left( \frac{T_P * T_L}{T^2} \right)$$

Donde:

$T$  = Período fundamental de vibración

$T_P$  = Período corto de la estructura

$T_L$  = Período largo de la estructura

### 2.2.2 Categoría, Sistema Estructural y Regularidad en Edificaciones

**Categoría de las edificaciones y el factor de uso (U).** Se determinan de acuerdo con la clasificación establecida en la Tabla 5. En función de dicha categorización, se asigna el valor correspondiente del factor U para efectos de diseño estructural. Para edificios que incorporan aislamiento sísmico en la base, se permite adoptar un valor de  $U = 1$  (N.T.E. E.030, 2018).

**Tabla 5**

*Categoría de las edificaciones y factor de uso "U"*

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR $U$
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según el Ministerio de Salud.	Ver nota (*)
	<p>A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1.</li> <li>- Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones.</li> <li>- Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía.</li> <li>- Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua.</li> <li>- Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades.</li> </ul>	1,5

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR <i>U</i>
	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades.</li> <li>- Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos.</li> <li>- Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.</li> </ul>	
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas, y otras similares.	Ver nota (**)

*Nota.* (\*) Las edificaciones A1 tienen aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2 la entidad responsable puede decidir si usa o no aislamiento sísmico. Si no se utiliza aislamiento sísmico en las zonas 1 y 2, el valor de *U* es como mínimo 1,5. (\*\*) En estas edificaciones se provee resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista. *Nota.* Tomado de N.T.E. E.030 (2018).

**Sistemas Estructurales y Coeficiente de Reducción de Fuerzas Sísmicas (*R*).** Se definen en función del material predominante y del sistema de estructuración sismorresistente adoptado en cada dirección de análisis. Esta clasificación permite establecer el valor de *R* correspondiente, el cual se emplea para la determinación de las acciones sísmicas de diseño (N.T.E. E.030, 2018).

**Tabla 6**

*Sistemas Estructurales y coeficientes básico de reducción “R0”*

<b>Sistema Estructural</b>	<b>Coefficiente Básico De Reducción Ro (*)</b>
<b>Acero:</b>	
Pórticos especiales resistentes a momentos (SMF)	8
Pórticos intermedios resistentes a momentos (IMF)	5
Pórticos ordinarios resistentes a momentos (OMF)	4
Pórticos especiales concéntricamente arriostrados (SCBF)	7
Pórticos ordinarios concéntricamente arriostrados (OCBF)	4
Pórticos excéntricamente arriostrados (EBF)	8
<b>Concreto armado:</b>	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
<b>Albañilería armada o confinada</b>	3
<b>Madera</b>	7(**)

*Nota.* (\*) Los coeficientes se aplican únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía. No se aplican a estructuras tipo péndulo invertido. (\*\*) Para diseño por esfuerzos admisibles. Tomado de N.T.E. E.030 (2018).

**Factores de Irregularidad.** Se sugiere en la Norma E.030 (2018), los coeficientes para la irregularidad en altura y en planta, que están presentados en la Tabla 7 y Tabla 8.

**Tabla 7**

*Factores de Irregularidad Ia*

<b>Irregularidades Estructurales en Altura</b>	<b>Factor Ia</b>
Irregularidad de Rigidez – Piso Blando	0.75
Irregularidad de Resistencia – Piso Débil	0.75

<b>Irregularidades Estructurales en Altura</b>	<b>Factor <i>Ia</i></b>
Irregularidad Extrema de Rigidez	0.50
Irregularidad Extrema de Resistencia	0.50
Irregularidad de Masa o Peso	0.90
Irregularidad Geométrica Vertical	0.90
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	0.80
Discontinuidad Extrema de los Sistemas Resistentes	0.60

*Nota.* Tomado de N.T.E. E.030 (2018).

### **Tabla 8**

*Factores de Irregularidad *I<sub>p</sub>**

<b>Irregularidades Estructurales en Altura</b>	<b>Factor <i>Ia</i></b>
Irregularidad Torsional	0.75
Irregularidad Torsional Extrema	0.60
Esquinas Entrantes	0.90
Discontinuidad del Diafragma	0.85
Sistemas no Paralelos	0.90

*Nota.* Tomado de N.T.E. E.030 (2018).

**Coefficientes de reducción de las fuerzas sísmicas “R”.** Como lo estipula en la Norma E.030 (2018), multiplicando el valor de  $R_0$  por los factores de irregularidad inherentes a la estructura, se calcula el coeficiente de reducción.

$$R = R_0 * I_a * I_p$$

**Espectro de Diseño.** La Norma Técnica E.030 (2018) define un espectro inelástico de pseudo - aceleración. En esta ecuación “ $C$ ” está en función del período de la estructura y los factores  $Z$ ,  $U$  y  $S$ .

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

Donde:

$Z$  = factor de zona,  $U$  = factor de uso,  $S$  = factor de suelo,  $C$  = factor de amplificación sísmica,  $g$  = gravedad,  $R$  = coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas

### 2.2.3 *Desempeño Sísmico*

El desempeño sísmico puede entenderse como la capacidad de una edificación para resistir y responder frente a la acción de un sismo, manteniendo condiciones de seguridad, funcionalidad y control de daños según los objetivos previamente establecidos. Este concepto se basa en identificar estados límite que van desde la operatividad inmediata hasta la prevención del colapso, evaluando la respuesta estructural en relación con la intensidad y recurrencia del movimiento sísmico (ASCE, 2014; FEMA, 2012).

El desempeño sísmico puede evaluarse bajo dos enfoques principales: prescriptivo y basado en desempeño. El primero, adoptado en normativas como la Norma Peruana E.030 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento [MVCS], 2018) y el Eurocódigo 8 (CEN, 2004), establece parámetros normativos predefinidos, tales como fuerzas sísmicas equivalentes, factores de reducción y límites de derivas, lo que garantiza un nivel mínimo de seguridad estructural. Este enfoque es directo y apropiado para edificaciones convencionales, ya que facilita la verificación del cumplimiento legal.

En contraste, el enfoque basado en desempeño, descrito en normativas internacionales como la ASCE 41-13 (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2014) y guías



metodológicas como Seismic performance assessment of buildings FEMA P-58 (Federal Emergency Management Agency [FEMA], 2012), busca caracterizar de manera explícita la respuesta estructural frente a diferentes niveles de amenaza sísmica (frecuente, ocasional, raro y muy raro). Este enfoque requiere del uso de análisis no lineales, como el pushover o el tiempo-historia, lo que permite determinar estados límite de daño y niveles de desempeño estructural, tales como operacional, ocupación inmediata, resguardo de vida y prevención de colapso (SEAOC, 1995).

#### ***2.2.4 Diseño Sísmico Basado en Desempeño***

El Diseño Sísmico Basado en Desempeño es una metodología que establece niveles de comportamiento estructural predefinidos frente a distintos escenarios sísmicos, permitiendo evaluar desde la operatividad hasta la prevención del colapso. Este enfoque incorpora análisis no lineales y criterios probabilísticos para garantizar un diseño más confiable y realista (SEAOC, 1995; FEMA, 2000; ASCE, 2014).

El Diseño Sísmico Basado en Desempeño constituye un enfoque moderno de la ingeniería estructural en el cual el objetivo no se limita únicamente a cumplir requisitos prescriptivos de resistencia, sino que busca garantizar que la edificación alcance niveles de comportamiento predefinidos frente a distintos escenarios sísmicos. Dichos niveles de desempeño se asocian a estados como operatividad inmediata, seguridad de vida o prevención del colapso, lo que permite que el proyectista evalúe explícitamente la relación entre la demanda sísmica y la capacidad estructural. Este método integra análisis no lineales avanzados y criterios probabilísticos para estimar con mayor precisión la respuesta estructural, facilitando la toma de decisiones en el diseño y rehabilitación de edificaciones (SEAOC, 1995; FEMA, 2000; ASCE, 2014).

### **2.2.5 Niveles de desempeño**

En el marco del diseño sísmico basado en desempeño, diversas metodologías han propuesto categorías de respuesta estructural que permiten caracterizar el estado de una edificación frente a distintos niveles de demanda sísmica.

#### **2.2.5.1 Propuesta del comité VISION 2000**

De acuerdo con el Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995), el desempeño sísmico de una edificación debe evaluarse considerando múltiples dimensiones, que incluyen no solo los daños en los elementos estructurales y no estructurales, sino también el nivel de riesgo al que se exponen los ocupantes y la capacidad de la infraestructura para mantener la continuidad de los servicios esenciales tras un evento sísmico.

La Structural Engineers Association of California (SEAOC, 1995) establece una clasificación de desempeño que comprende cuatro niveles principales: totalmente operacional, cuando la edificación conserva plenamente sus funciones sin interrupciones; operacional, en el que pueden presentarse daños menores pero la estructura continúa en servicio; seguridad de vida, cuando se garantiza la protección de los ocupantes a pesar de la ocurrencia de daños significativos; y cercano al colapso, condición en la que la edificación retiene apenas la estabilidad global mínima que impide el colapso total, aunque sin asegurar la funcionalidad. Este esquema de categorización constituyó un avance fundamental en el desarrollo del diseño sísmico basado en desempeño, al integrar la seguridad humana con la operatividad post-sismo.

**Tabla 9**

*Niveles de desempeño sísmico según la metodología VISION 2000*

<b>Nivel de Desempeño</b>	<b>Descripción</b>	<b>Condición de la Estructura</b>	<b>Condición de los Ocupantes</b>	<b>Funcionalidad</b>
<b>Totalmente Operacional</b>	La edificación no presenta daños significativos.	Integridad estructural y no estructural intacta.	Sin riesgos.	Todos los servicios continúan funcionando normalmente.
<b>Operacional</b>	Daños leves en elementos no estructurales.	La estructura mantiene plena capacidad resistente.	Los ocupantes están seguros.	Se mantiene la operatividad con mínimas interrupciones.
<b>Seguridad de Vida</b>	Daños moderados a severos en elementos estructurales y no estructurales.	La edificación conserva su estabilidad, aunque con deterioro notable.	Riesgo mínimo de pérdida de vidas.	Puede perder funcionalidad hasta ser reparada.
<b>Cercano al Colapso</b>	Daños muy severos que comprometen la estabilidad global de la edificación.	La estructura conserva solo la resistencia residual necesaria.	Se asegura únicamente la evacuación de ocupantes.	No funcional, requiere reparación mayor o demolición.

*Nota.* Adaptado del SEAOC (1995).

#### **2.2.5.2 Propuesta del ATC 40**

El ATC-40 (1996) establece una clasificación de desempeño sísmico que combina la respuesta de los componentes estructurales y no estructurales, lo que posibilita valorar el nivel de funcionalidad de una edificación posterior a la ocurrencia de un evento sísmico. Esta

clasificación se organiza en distintos niveles, que van desde un funcionamiento prácticamente intacto hasta una condición cercana al colapso, estas se describen a continuación.

**Operacional (1-A).** En este nivel, la edificación mantiene su funcionalidad total, con un daño estructural y no estructural mínimo. Los servicios básicos continúan activos y las operaciones dentro de la construcción no se ven afectadas de manera significativa (ATC-40, 1996).

**Ocupación inmediata (1-B).** El edificio presenta ligeros daños estructurales y no estructurales, pero sigue siendo seguro para ser ocupado inmediatamente después del sismo. Aunque algunas reparaciones menores podrían ser necesarias, la estabilidad general no se ve comprometida (ATC-40, 1996).

**Seguridad de vida (3-C).** Corresponde a un nivel de daño más severo, donde la estructura experimenta deformaciones significativas y los elementos no estructurales presentan deterioro considerable. A pesar de ello, la probabilidad de colapso es reducida y se garantiza la protección de la vida de los ocupantes, aunque la edificación podría quedar inhabilitada para su uso normal (ATC-40, 1996).

**Estabilidad estructural (5-E).** Representa un estado cercano al colapso parcial o total, donde la estructura conserva apenas la capacidad de mantenerse en pie. Los daños son extensos tanto en los elementos portantes como en los no estructurales, y el riesgo de pérdidas humanas es elevado en caso de réplicas o movimientos adicionales (ATC-40, 1996).

Este sistema de clasificación permite vincular los objetivos de desempeño con los niveles de peligro sísmico considerados en los procesos de diseño y rehabilitación, asegurando que las edificaciones puedan responder adecuadamente a distintos escenarios sísmicos.

**Tabla 10**

*Combinaciones de niveles de desempeño estructural y no estructural para formar niveles de desempeño del edificio según el ATC 40 (1996)*

Niveles de desempeño no estructural	Niveles de desempeño estructural					
	SP-1 Ocupación inmediata	SP-2 Control daño	SP-3 Seguridad de vida	SP-4 Seguridad limitada	SP-5 Estabilidad estructural	SP-6 No considerado
NP-A Operacional	1-A operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Ocupación inmediata	1-B ocupación inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad de vida	1-C	2-C	3-C seguridad de vida	4-C	5-C	6-C
NP-D Peligro reducido	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No considera	NR	NR	3-E	4-E	5-E estabilidad estructural	No aplica

*Nota.* Las combinaciones SP-NP de niveles de desempeño habitualmente utilizadas son la Operacional (1-A), ocupación inmediata (1-B), seguridad de vida (3-C), estabilidad estructural (5-E). Las combinaciones SP-NP no recomendadas son las NR. Las demás son posibles combinaciones de SP-NP. Tomado de ATC 40 (1996).

**Tabla 11***Niveles de desempeño según el ATC-40*

<b>Nivel de Desempeño</b>	<b>Código</b>	<b>Descripción General</b>	<b>Condición de la Estructura</b>	<b>Condición de Elementos No Estructurales</b>	<b>Funcionalidad</b>
<b>Operacional</b>	1-A	Daños mínimos o nulos. La edificación conserva completamente su capacidad de operación.	Sin daños significativos; deformaciones imperceptibles.	No presentan daños o son insignificantes.	Totalmente operativa, sin interrupciones.
<b>Ocupación Inmediata</b>	1-B	La edificación puede seguir siendo utilizada inmediatamente después del sismo.	Ligeros daños estructurales sin comprometer la seguridad.	Daños leves, posibles reparaciones menores.	Segura para ocupación inmediata.
<b>Seguridad de Vida</b>	3-C	Se protegen las vidas humanas, aunque el edificio puede quedar inutilizable.	Daños moderados a severos, pero sin colapso.	Daños extensos, desprendimientos posibles.	Puede ser evacuada; no apta para uso continuo.
<b>Estabilidad Estructural</b>	5-E	La estructura se mantiene en pie, pero muy cercana al colapso.	Daños graves en la mayoría de elementos portantes.	Daños severos o colapso parcial de componentes secundarios.	No funcional; alto riesgo en caso de réplicas.

*Nota.* Adaptado del ATC-40 (1996).

### **2.2.5.3 Propuesta del ASCE/SEI 41-17**

El estándar propuesto por la American Society of Civil Engineers / Structural Engineering Institute en su documento ASCE/SEI 41-17 establece que el desempeño de una edificación frente a la acción sísmica se define como la combinación de la respuesta de los elementos estructurales y no estructurales. Esta integración permite caracterizar de manera más completa la condición de la construcción después de un evento sísmico. Dentro de esta normativa se identifican varios niveles de desempeño que suelen emplearse como parámetros de diseño, entre los cuales destacan: Operacional (1-A), que implica la continuidad total de las funciones; Ocupación Inmediata (1-B), donde el edificio permanece seguro para su uso tras el sismo; Seguridad de Vida (3-C), orientado a proteger a los ocupantes aunque se admitan daños importantes en la estructura; y Prevención de Colapso (5-D), que busca garantizar que la edificación se mantenga en pie evitando fallas catastróficas (ASCE/SEI 41-17, 2017).

**Operacional (1-A).** Este nivel garantiza que la edificación conserve su funcionalidad plena inmediatamente después del evento sísmico. Los daños estructurales y no estructurales son mínimos o nulos, permitiendo la continuidad de las operaciones esenciales sin interrupciones. Suele aplicarse en edificaciones críticas como hospitales o centros de control (ASCE/SEI 41-17, 2017).

**Ocupación Inmediata (1-B).** En este escenario, la estructura presenta daños muy limitados, lo que permite a los ocupantes permanecer o reingresar al edificio de manera segura poco después del movimiento sísmico. Si bien pueden ocurrir ligeros daños no estructurales, la estabilidad y la capacidad portante no se ven comprometidas (ASCE/SEI 41-17, 2017).

**Seguridad de Vida (3-C).** Este nivel tolera daños significativos tanto en elementos estructurales como no estructurales, siempre que no representen una amenaza directa para la

integridad de los ocupantes. El edificio puede quedar inhabilitado para su uso inmediato, pero su resistencia evita pérdidas de vidas humanas (ASCE/SEI 41-17, 2017).

**Prevención de Colapso (5-D).** Constituye el umbral mínimo de seguridad, en el que la edificación sufre daños graves y extensos, pero logra mantenerse en pie. El objetivo principal es evitar el colapso total de la estructura, asegurando que las personas tengan la posibilidad de evacuar. Este nivel refleja la condición límite en términos de capacidad estructural (ASCE/SEI 41-17, 2017).

En conjunto, esta clasificación proporciona a los ingenieros una herramienta fundamental para la planificación del diseño y la evaluación sísmica, pues establece un marco gradual de tolerancia al daño y a la funcionalidad de la edificación (ASCE/SEI 41-17, 2017).

**Tabla 12**

*Control de daños y niveles de desempeño de la edificación*

Niveles Objetivo de Desempeño del Edificio				
	Prevención del Colapso (5-D)	Seguridad de Vida (3-C)	Ocupación Inmediata (1-B)	Operacional (1-A)
Daño global	Severo	Moderado	Ligero	Muy Ligero
<b>Componentes estructurales</b>	Rigidez y resistencia residual muy reducidas para resistir cargas laterales, aunque los elementos gravitacionales (muros y columnas portantes) permanecen en pie. Grandes derivas permanentes. El edificio está cercano al colapso frente a réplicas y no debe seguir siendo ocupado.	Cierta rigidez y resistencia en todos los pisos. Los elementos gravitacionales mantienen su capacidad. Derivas permanentes y daños en tabiques. La ocupación continua no es factible antes de la reparación. La reparación es costosa.	No se presentan derivas permanentes. La estructura mantiene en gran medida su resistencia y rigidez originales. Es probable la ocupación continua.	Sin derivas, se mantiene la resistencia y rigidez originales. Se pueden presentar fisuras menores. Los sistemas esenciales están operativos y en ocupación continua.



Niveles Objetivo de Desempeño del Edificio				
	Prevención del Colapso (5-D)	Seguridad de Vida (3-C)	Ocupación Inmediata (1-B)	Operacional (1-A)
Daño global	Severo	Moderado	Ligero	Muy Ligero
<b>Componentes no estructurales</b>	Daños extensos. Fallo de tabiques, muros de relleno y parapetos no arriostrados, o en condición de falla inminente.	Riesgo de caída de elementos como parapetos, mitigado parcialmente, pero se dañan múltiples sistemas arquitectónicos, mecánicos y eléctricos.	Los equipos y contenidos seguros, con posibles fallas. Fisuración en acabados y en elementos estructurales. Servicios básicos reiniciables.	Daños despreciables. Los servicios básicos como electricidad y agua permanecen operativos, incluso mediante sistemas de respaldo.
<b>Comparación con edificios típicos diseñados según normas</b>	Daños significativamente mayores y riesgo elevado para la seguridad de los ocupantes.	Daños moderadamente mayores y riesgo levemente incrementado para la seguridad de los ocupantes.	Menor nivel de daño y bajo riesgo para la seguridad de los ocupantes.	Daño mínimo y riesgo muy bajo para la seguridad de los ocupantes.

*Nota.* Tomado de ASCE/SEI 41-17 (2017).

**Tabla 13**

*Combinaciones de niveles de desempeño estructural y no estructural para formar niveles objetivo de desempeño de edificios según el ASCE/SEI 41-17*

Niveles de Desempeño No Estructural	Ocupación Inmediata (S-1)	Niveles de desempeño estructural				
		Control de Daño (S-2)	Seguridad de Vida (S-3)	Seguridad Limitada (S-4)	Prevención de Colapso (S-5)	No Considerado (S-6)
Operacional (N-A)	1-A Operacional	2-A	NR <sup>a</sup>	NR <sup>a</sup>	NR <sup>a</sup>	NR <sup>a</sup>
Retención de Posición (N-B)	1-B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	NR <sup>a</sup>	NR <sup>a</sup>	NR <sup>a</sup>

Niveles de Desempeño No Estructural	Ocupación Inmediata (S-1)	Niveles de desempeño estructural				
		Control de Daño (S-2)	Seguridad de Vida (S-3)	Seguridad Limitada (S-4)	Prevención de Colapso (S-5)	No Considerado (S-6)
Seguridad de Vida (N-C)	1-C	2-C	3-C Seguridad de Vida	4-C	5-C	6-C
Peligros Reducidos (N-D)	NR <sup>a</sup>	NR <sup>a</sup>	3-D	4-D	5-D Prevención de Colapso	6-D
No Considerado (N-E)	NR <sup>a</sup>	NR <sup>a</sup>	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	Sin evaluación ni reforzamiento

*Nota.* Las combinaciones NR<sup>a</sup>, es no recomendada. Tomado de ASCE/SEI 41-17 (2017).

**Tabla 14**

*Niveles de desempeño según ASCE/SEI 41-17*

Nivel de Desempeño	Código	Descripción General	Condición Estructural	Condición No Estructural	Funcionalidad / Uso Típico
<b>Operacional</b>	1-A	El edificio permanece completamente funcional tras el sismo.	Daños estructurales prácticamente nulos.	Elementos no estructurales sin daño o con daño despreciable.	100% funcional, servicios y operaciones sin interrupciones. Instalaciones críticas (hospitales, centros de control).
	1-B	El edificio puede ser ocupado inmediatamente después del evento sísmico.	Daños estructurales menores, con capacidad resistente íntegra.	Ligero daño en particiones o acabados, sin comprometer la seguridad.	Alta funcionalidad, con mínimas reparaciones para continuidad. Viviendas, oficinas y edificios esenciales de servicio continuo.
<b>Seguridad de Vida</b>	3-C	Se evita la pérdida de vidas humanas pese a presentar daños significativos.	Daños moderados a graves, pero sin colapso parcial o total.	Daños no estructurales significativos que limitan el uso inmediato.	Funcionalidad reducida, no apto para uso inmediato sin reparaciones importantes. Edificaciones convencionales que

Nivel de Desempeño	Código	Descripción General	Condición Estructural	Condición No Estructural	Funcionalidad / Uso Típico
<b>Prevención de Colapso</b>	5-D	Estado límite último: la estructura queda en pie, evitando colapso.	Daños severos en la mayoría de los elementos estructurales.	Pérdida total de funcionalidad, altos riesgos de reparación o demolición.	priorizan seguridad humana sobre la funcionalidad post-sismo. No funcional, solo evita el colapso total y la pérdida masiva de vidas. Edificios diseñados solo para evitar colapso en sismos extremos.

*Nota.* Adaptado del ASCE/SEI 41-17 (2017).

### 2.2.6 Nivel de Peligro Sísmico

El concepto de peligro sísmico o amenaza sísmica hace referencia a la probabilidad de que en un sitio determinado se presenten movimientos del suelo con cierta intensidad, en un período de tiempo definido, como consecuencia de la actividad sísmica de la región. Este enfoque no se limita únicamente a la ocurrencia de los sismos, sino que también considera variables como la magnitud esperada, la distancia a las fallas geológicas activas, las características de propagación de las ondas sísmicas y las condiciones locales del suelo, las cuales pueden amplificar o atenuar los efectos del movimiento. El análisis de peligro sísmico constituye, por tanto, una herramienta fundamental para el diseño sismorresistente y la gestión del riesgo, ya que permite estimar las demandas sísmicas que deben considerarse en la planificación y construcción de infraestructuras (Reiter, 1990; Kramer, 1996).

El ASCE/SEI 7-22 (2022) en Estados Unidos define los parámetros de peligro sísmico mediante espectros de respuesta basados en probabilidades de excedencia específicas a 50 años. De forma similar, el Eurocódigo 8 (EN 1998-1:2004) establece niveles de referencia de aceleración sísmica en función de periodos de retorno, mientras que la Norma Técnica E.030 de

Perú (2018) considera el peligro sísmico regional mediante zonificación y curvas de amenaza probabilista, que son aplicadas en el diseño de edificaciones nuevas y en la evaluación de estructuras existentes. Estas directrices muestran cómo el concepto de amenaza sísmica constituye un insumo central para garantizar la seguridad estructural y la resiliencia urbana frente a terremotos (ASCE/SEI 7-22, 2022; CEN, 2004; Ministerio de Vivienda, 2018).

#### **2.2.6.1 Niveles de Peligro Sísmico Según Comité VISION 2000**

El Comité VISION 2000 plantea que el diseño de edificaciones debe considerar distintos niveles de amenaza sísmica asociados a periodos de retorno específicos. Estos se dividen en: sismos frecuentes, que corresponden a movimientos de suelo de baja intensidad y corta recurrencia, los cuales no deberían generar daños significativos en la estructura; sismos ocasionales, que representan eventos de mediana intensidad que pueden provocar daños menores pero no comprometer la seguridad de los ocupantes; sismos raros, vinculados a movimientos de mayor energía, donde se espera que la edificación preserve la vida humana aunque pueda experimentar daños estructurales y no estructurales considerables; y finalmente, sismos muy raros o extremos, caracterizados por ser de muy baja probabilidad pero alta severidad, frente a los cuales se busca evitar el colapso total de la construcción (SEAOC, 1995).

**Tabla 15**

*Niveles de peligro sísmico según comité VISION 2000*

<b>Nivel de peligro sísmico</b>	<b>Período medio de retorno T (años)</b>	<b>Probabilidad de excedencia</b>
Frecuente	43	50 % en 30 años
Ocasional	72	50 % en 50 años
Raro	475	10 % en 50 años
Muy Raro	970	10 % en 100 años

*Nota.* Tomado de SEAOC (2019).

### **2.2.6.2 Niveles de Peligro Sísmico Según ATC 40**

Según el ATC 40 (1996), se establecen tres niveles de peligro sísmico para caracterizar la demanda de vibración del suelo: el Sismo de Servicio (SE), el Sismo de Diseño (DE) y el Sismo Máximo (ME).

El Sismo de Servicio (SE), desde un enfoque probabilístico se define como el movimiento sísmico del terreno asociado a una probabilidad de excedencia del 50 % en un período de 50 años. Este nivel suele corresponder aproximadamente a la mitad de la intensidad del Sismo de Diseño y se asocia a eventos frecuentes que la estructura puede experimentar a lo largo de su vida útil, representando un período de retorno cercano a 75 años (ATC-40, 1996).

Por su parte, el Sismo de Diseño (DE) se asocia a un evento de menor frecuencia, caracterizado por una probabilidad de excedencia del 10 % en un horizonte de 50 años, lo que equivale a un período de retorno aproximado de 500 años. Este nivel es el tradicionalmente adoptado como referencia en códigos de diseño sísmico internacionales (como el UBC y el CBC) y tiene como objetivo principal garantizar la seguridad de vida de los ocupantes frente a eventos sísmicos severos (ATC-40, 1996).

Finalmente, el Sismo Máximo (ME) se plantea bajo un enfoque determinista, entendido como el máximo nivel de vibración del terreno razonablemente esperado en el emplazamiento, de acuerdo con las condiciones geológicas locales. En zonas sísmicas de alta peligrosidad, este nivel suele equivaler al movimiento con una probabilidad del 5% de ser excedido en 50 años, lo que se traduce en un período de retorno de aproximadamente 1,000 años. La intensidad del sismo máximo suele ser entre 1.25 y 1.5 veces superior al Sismo de Diseño, y se emplea principalmente para estructuras esenciales o con sistemas de aislamiento sísmico, con el propósito de evitar el colapso estructural incluso en condiciones extremas (ATC-40, 1996).

### 2.2.6.3 Niveles de Peligro Sísmico Según ASCE/SEI 41-17

Según lo establecido en el ASCE/SEI 41-17 (2017), el análisis del desempeño sísmico de las edificaciones se vincula directamente con distintos niveles de amenaza sísmica, cada uno definido en función de su frecuencia de ocurrencia y severidad. Estos escenarios permiten establecer criterios de seguridad estructural y funcionalidad. Los principales niveles de peligro sísmico se mencionan en la tabla 16.

**Tabla 16**

*Clasificación de niveles de peligro sísmico del ASCE/SEI 41-17.*

Nivel de peligro sísmico	Periodo medio de retorno (años)	Probabilidad de excedencia (%)	Descripción
-	72	50% en 50 años	Corresponde al sismo ocasional o frecuente, utilizado para evaluar la respuesta de servicio o continuidad de operación.
BSE-1E	225	20% en 50 años	Evento de evaluación básica en zonas de alta amenaza sísmica.
BSE-2E	975	5% en 50 años	Evento de evaluación avanzada, considerado para verificar condiciones de seguridad frente a demandas más severas.
BSE-1N	475	10% en 50 años	Representa el sismo de diseño normativo, equivalente a dos tercios del BSE-2N.
BSE-2N	2475	2% en 50 años	Corresponde a un evento sísmico raro o extremo, equivalente a 1.5 veces la intensidad del sismo de diseño.

*Nota.* Adaptado de ASCE/SEI 41-17 (2017).

### ***2.2.7 Nivel de Desempeño Esperado***

El nivel de desempeño esperado u objetivos de desempeño hace referencia al estado de funcionamiento o seguridad que se prevé que una edificación conserve frente a un determinado peligro sísmico. Este concepto se utiliza en el diseño y la evaluación basada en desempeño y permite establecer objetivos de desempeño claros en términos de operatividad, seguridad de vida, prevención de colapso, estos según a metodología aplicada.

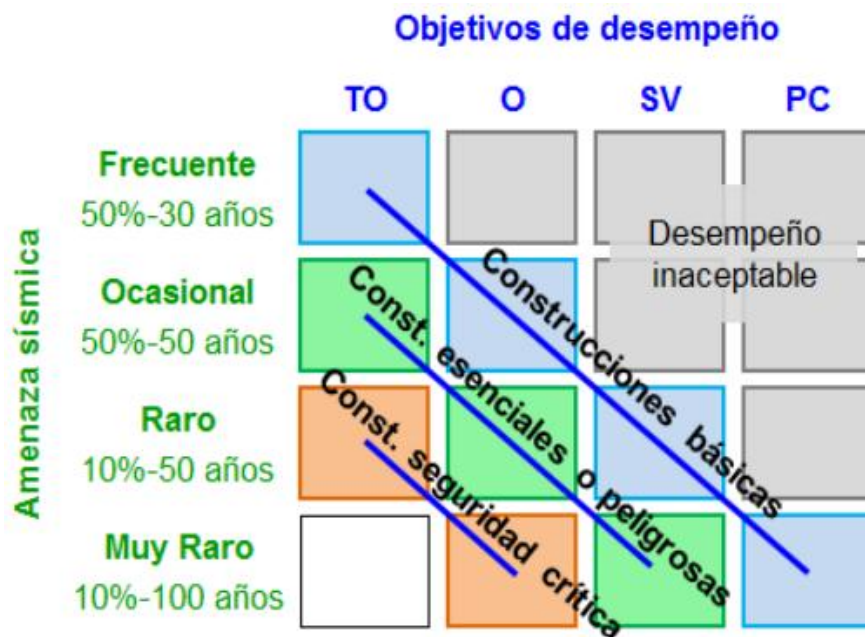
#### ***2.2.7.1 Nivel de desempeño esperado según Comité VISION 2000***

El Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995), de la SEAOC, plantea que las edificaciones deben diseñarse considerando un nivel de desempeño frente a distintos peligros sísmicos. Este enfoque busca garantizar que las estructuras no solo sean capaces de soportar las acciones sísmicas, sino que además cumplan con requerimientos de seguridad, funcionalidad y control de daños después del evento.

Los niveles de amenaza sísmica, definidos en términos probabilísticos, se vinculan con el grado de daño estructural y el desempeño de la edificación a través de una matriz de correlación que combina criterios deterministas y cualitativos. En dicha matriz, representada en la Figura 4, se consideran distintos tipos de edificaciones en función de su uso o relevancia. Así, por ejemplo, en construcciones comunes o de carácter básico se establece que, frente a un sismo frecuente, la estructura debería permanecer en condiciones de plena operatividad; en cambio, bajo la acción de un evento sísmico extremo o muy raro, el objetivo principal se limita a garantizar la no ocurrencia del colapso estructural (Crisafulli, 2018).

**Figura 4**

Relación entre amenaza sísmica y niveles de desempeño, según VISION 2000 (SEAOC, 1995).



*Nota.* En la matriz muestra niveles de desempeño, TO: Totalmente operacional, O: Operacional, SV: Seguridad de vida y PC: Prevención del colapso. Tomado de Crisafulli (2018).

**Tabla 17**

Nivel de desempeño esperados según Comité VISION 2000

0. Desempeño inaceptable		Nivel de desempeño sísmico			
1. Instalaciones básicas.		Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de vida	Prevención del Colapso
2. Instalaciones esenciales.					
3. Instalaciones Seguridad crítica.					
Nivel del movimiento sísmico	Frecuente (T = 43 años)	1	0	0	0
	Frecuente (T = 72 años)	2	1	0	0
	Frecuente (T = 475 años)	3	2	1	0
	Frecuente (T = 970 años)	-	3	2	1

*Nota.* Adaptado de Fuentes (2018).



### 2.2.7.1 Nivel de desempeño esperado según ATC 40

Un objetivo de desempeño establece de manera explícita el comportamiento sísmico que se espera de una edificación. Este comportamiento se define mediante la identificación del máximo nivel de daño aceptable (nivel de desempeño) en relación con un determinado escenario de amenaza sísmica (nivel de sismo). En este marco, los objetivos de desempeño pueden ser simples, cuando se refieren a un único nivel de peligro, o múltiples, cuando se consideran diversos escenarios de amenaza sísmica y se asignan diferentes estados de daño aceptables para cada uno de ellos (Cahuana y Ccaso, 2021).

De acuerdo con el ATC-40 (1996), dentro de los ejemplos más utilizados se encuentra el denominado objetivo de seguridad básica, aplicado comúnmente a edificaciones convencionales. Este enfoque combina niveles de desempeño diferenciados para distintos grados de amenaza sísmica, estableciendo un balance entre seguridad estructural, funcionalidad y protección de los ocupantes. La Tabla 18 presenta una ilustración de este objetivo de desempeño, mostrando cómo se asignan los estados de daño en función de los niveles de peligro considerados.

**Tabla 18**

*Nivel de desempeño esperado: criterio de seguridad básica para estructuras convencionales según el ATC 40*

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

*Nota.* Tomado del ATC-40 (1996)

### 2.2.7.2 Nivel de desempeño esperado según ASCE/SEI 41-17

El objetivo de desempeño adoptado como criterio fundamental de diseño condiciona de manera significativa el costo y la viabilidad técnica del proyecto, así como los beneficios asociados, particularmente en lo referido al incremento de la seguridad estructural, disminución de los daños materiales y disminución de la interrupción en el uso de la edificación frente a futuros sismos. La Tabla 19 indica el rango de objetivos de desempeño que pueden considerarse en la aplicación para un edificio típico, como aquellos clasificados en la Categoría de Riesgo II, con base en los niveles de desempeño y los niveles de peligro sísmico, tanto para el comportamiento esperado de los sistemas estructurales como no estructurales (ASCE/SEI 41-17, 2017).

**Tabla 19**

*Objetivos de Desempeño según el ASCE/SEI 41-17*

Nivel de Peligro Sísmico	Niveles objetivo de desempeño de la edificación			
	Operacional Nivel (1-A)	Ocupación Inmediata Nivel (1-B)	Seguridad de Vida Nivel (3-C)	Prevención de Colapso Nivel (5-D)
50% / 50 años	a	b	c	d
BSE-1E (20% / 50 años)	e	f	g	h
BSE-2E (5% / 50 años)	i	j	k	l
BSE-2N (ASCE 7 $MCE_R$ )	m	n	o	p

*Nota.* Cada celda de la matriz anterior representa un objetivo de desempeño específico. Los objetivos pueden emplearse para representar tres tipos de objetivos de desempeño que podrían seleccionarse para edificaciones clasificadas en las Categorías de Riesgo I o II. Tomado del ASCE/SEI 41-17 (2017).

**Tabla 20***Tipos de objetivos de desempeño*

<b>Tipo de objetivo de desempeño</b>	<b>Combinación</b>
Objetivo Básico de Desempeño para Edificaciones Existentes (BPOE)	g y l
Objetivos Mejorados	g y cualquiera de i, j, m, n, o, o p
	l y cualquiera de e o f
	g y l más cualquiera de a o b
Objetivos Limitados	k, m, n, o, ó solo o
	Solo g
	Solo l
	c, d, e, o f

*Nota.* Tomado del ASCE/SEI 41-17 (2017).

### **2.2.8 Criterios de Aceptabilidad de Desempeño**

El desempeño sísmico de una edificación se entiende como el resultado integral de la capacidad de sus componentes estructurales, los cuales dependen de las propiedades de los materiales que los conforman. En este sentido, la evaluación de la respuesta de una estructura no puede limitarse únicamente a su comportamiento global, sino que requiere también del análisis a nivel local de cada elemento. Por ello, las normativas de diseño sismorresistente establecen criterios específicos tanto para el sistema estructural en su conjunto como para cada uno de sus componentes, a fin de garantizar una adecuada medición del desempeño (Cahuana y Ccaso, 2021).

#### **2.2.8.1 Criterios de Aceptación Global**

En el ámbito de la ingeniería estructural, las normativas internacionales de diseño sismorresistente emplean como parámetro de control global del desempeño de una edificación las derivas o desplazamientos laterales relativos entre pisos. Este criterio permite evaluar de forma integral el comportamiento estructural frente a la demanda sísmica, estableciendo

umbrales de aceptación que delimitan el rango de comportamiento considerado adecuado. Dichos límites son definidos de forma específica en cada normativa, con el propósito de garantizar tanto la seguridad estructural como la funcionalidad posterior de la edificación (FEMA, 2000; ASCE/SEI 41-17, 2017).

$$\theta_i = \frac{(\Delta_{i+1} - \Delta_i)}{(x_{i+1} - x_i)}$$

Donde:

$\theta$  = deriva máxima

$\Delta$  = máximo desplazamiento en el nivel  $i$

$(x_{i+1} - x_i)$  = altura del entrepiso

**Tabla 21**

*Criterios de aceptación global*

Nivel de desempeño	Deriva	Vision 2000 1995	ATC-40 1996	FEMA 273/356 1997	ASCE 41-17 (Marcos/Muros de concreto) 2017
Operacional	Transitorio	<0.2% (+/-)	1%	-	-
	Permanente	nada	0.50%	-	-
Ocupación inmediata	Transitorio	<0.5% (+/-)	1% - 2%	1%	Daño no estructural menor o nulo
	Permanente	nada	0.5% - 1.5%	Despreciable	Despreciable
Seguridad de vida	Transitorio	<1.5% (+/-)	2%	2%	Suficiente para causar daño no estructural.
	Permanente	<0.5% (+/-)	Sin límite	1%	Incapaz.

Nivel de desempeño	Deriva	Vision 2000 1995	ATC-40 1996	FEMA 273/356 1997	ASCE 41-17 (Marcos/Muros de concreto) 2017
Prevenición de colapso	Transitorio	<2.5% (+/-)	0.33 ( $V_i/P_i$ )	4%	Suficiente para causar gran daño no estructural.
	Permanente	<2.5% (+/-)	Sin límite	4%	Extenso.
	Perdida de Resistencia	-	20%	-	-

*Nota.* La tabla 21, muestra los límites de deriva para evaluar el desempeño global. Tomado de Cahuana y Ccaso (2021).

### 2.2.8.2 Criterios de Aceptación Local

En la evaluación sísmica basada en desempeño, la rotación plástica de los elementos estructurales constituye una de las principales variables de control, al posibilitar la estimación de la capacidad de deformación previa al estado de falla. Las distintas normativas internacionales establecen límites de aceptación para vigas, columnas, muros de corte y elementos de acople, en función del nivel de desempeño esperado (ATC-40, 1996; FEMA, 2000; ASCE/SEI 41-17, 2017).

ATC-40 (1996), define umbrales de deformación en tablas específicas del capítulo 11, según como se menciona la tabla 22, diferenciando los límites para cada elemento. Estos valores corresponden a rotaciones plásticas asociadas a distintos niveles de desempeño.

FEMA 273/356 (1997/2000), establece criterios más detallados, recopilados del capítulo 6 (ver tabla 22). Orientado a proveer un método estandarizado de evaluación y rehabilitación, con rangos de aceptación que incluyen tanto rotaciones como distorsiones de entrepiso.

ASCE/SEI 41-17 (2017), actualiza y consolida los criterios de FEMA, incorporando ajustes derivados de investigaciones posteriores. Define de manera explícita las rotaciones plásticas admisibles para cada tipo de elemento y nivel de desempeño, con mayor énfasis en estructuras de concreto armado y acero.

Aunque los tres documentos utilizan la rotación de rótulas plásticas como parámetro principal de aceptación, la ASCE 41-17 ofrece un marco más actualizado y riguroso, resultado de la evolución de la ingeniería sísmica hacia enfoques de evaluación basada en desempeño.

**Tabla 22**

*Parámetros de modelado y criterios numéricos de aceptación para procedimientos no lineales en elementos de concreto armado*

<b>Elemento Estructural</b>	<b>ATC-40</b>	<b>FEMA 273/356</b>	<b>ASCE 41-17</b>
Vigas	Ir a Tabla 11-3	Ir a Tabla 6-7	Ir a Tabla 10-7
Vigas de Acople	Ir a Tabla 11-9	Ir a Tabla 6-19	Ir a Tabla 10-20
Muros de Corte	Ir a Tabla 11-7	Ir a Tabla 6-19	Ir a Tabla 10-19
Columnas	Ir a Tabla 11-4	Ir a Tabla 6-9	Ir a Tabla 10-8

*Nota.* La variable de medición más utilizada por las normativas es la rotación en las rótulas plásticas. Tomado de Cahuana y Ccaso (2021).

### **2.2.9 Demanda sísmica.**

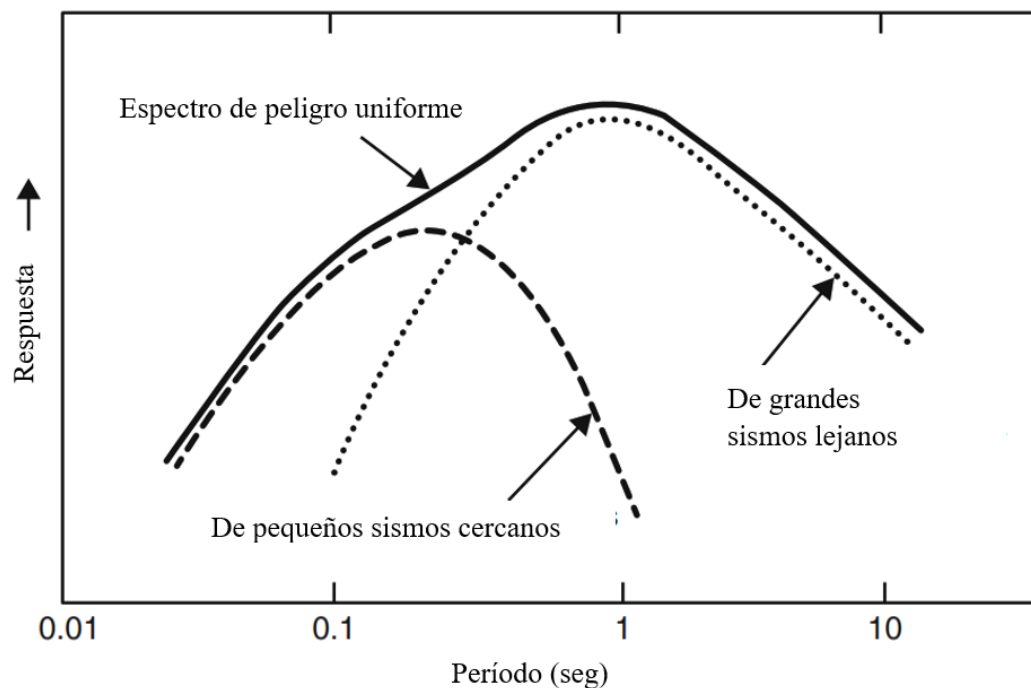
#### **2.2.9.1 Espectros de peligro uniforme.**

Los espectros de peligro uniforme cuantifican el peligro sísmico para una ubicación específica, tomando como base las fuentes sismogénicas que la afectan y evaluando dicho peligro en términos de intensidad. Estos espectros muestran variaciones condicionadas por dos grupos de eventos: los sismos locales de magnitud moderada o baja, que dominan la respuesta en

periodos cortos, y los sismos lejanos, cuya contribución es determinante en la definición del peligro en periodos largos (Cimellaro & Marasco, 2018).

**Figura 5**

*Espectro de peligro uniforme*



*Nota:* Tomado de Cimellaro y Marasco (2018).

### 2.2.10 Rigidez

La rigidez se entiende como la propiedad que caracteriza la oposición de un elemento o sistema a la deformación cuando actúan cargas externas. Desde el punto de vista físico, se cuantifica mediante la relación entre la fuerza aplicada y el desplazamiento generado, constituyendo un parámetro fundamental para el análisis del comportamiento estructural ante solicitaciones tanto estáticas como dinámicas. La determinación precisa de la rigidez resulta esencial en el diseño sismorresistente, dado que controla la distribución de fuerzas sísmicas, las derivas laterales y la interacción entre los distintos componentes de la estructura. Asimismo, su adecuada caracterización permite garantizar la seguridad estructural y la operatividad de

edificaciones esenciales bajo solicitaciones extremas (Chopra, 2017; ASCE/SEI 41-17, 2017; MVCS, 2018).

#### ***2.2.10.1 Modelo constitutivo para el concreto***

El modelo constitutivo del concreto se concibe como la representación matemática que describe su relación esfuerzo - deformación bajo distintos estados de carga. Debido a su carácter heterogéneo y frágil, su comportamiento presenta una marcada no linealidad: en compresión, El material presenta un comportamiento aproximadamente lineal hasta aproximarse a su capacidad resistente máxima, tras lo cual experimenta una degradación progresiva que conduce a la falla; mientras que en tracción exhibe una capacidad mucho más limitada, definida por una fase lineal inicial hasta la fisuración, seguida de una pérdida abrupta de rigidez. La adecuada selección del modelo es crucial en análisis no lineales, ya que permite predecir con mayor precisión la respuesta estructural frente acciones sísmicas y los niveles de desempeño sísmico. Entre las aproximaciones más utilizadas destacan los modelos parabólicos, parabólico-rectangular, multilineales y aquellos basados en leyes de daño. Su implementación en herramientas de análisis estructural como ETABS, SAP2000 u OpenSees posibilita una simulación más realista del comportamiento global de las edificaciones sometidas a cargas extremas (Mander, Priestley y Park, 1988; Park y Paulay, 1975; CEB, 1993).

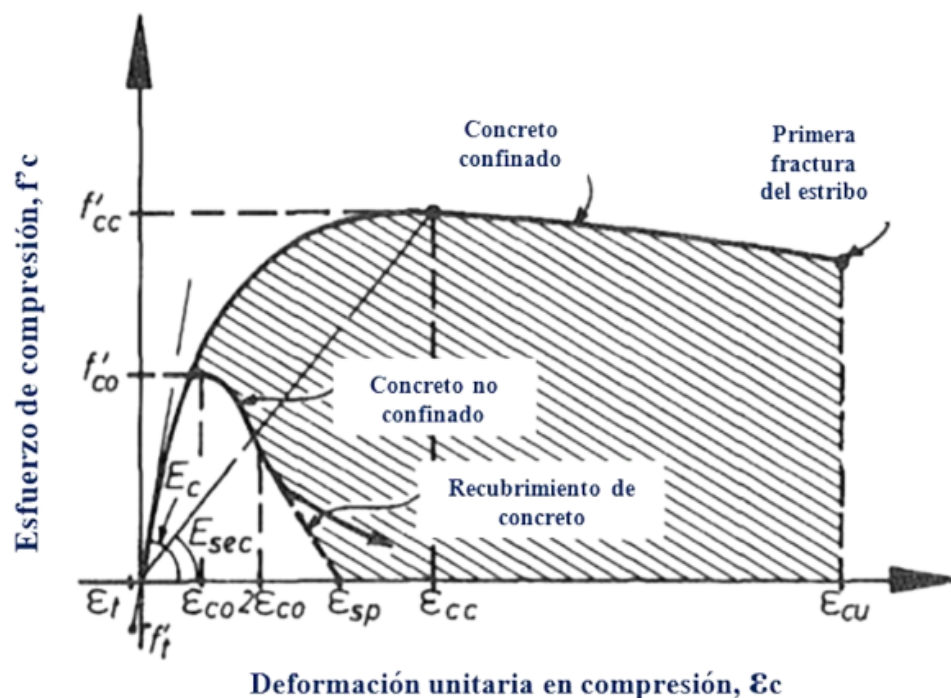
**Modelo de Mander**, el modelo constitutivo desarrollado por Mander constituye una referencia clave en la caracterización del concreto confinado, ya que incorpora los efectos del refuerzo transversal y de los estribos, lo que incrementa tanto la resistencia última como la ductilidad en comparación con el concreto no confinado. Su formulación no lineal permite describir con mayor realismo la rama ascendente y descendente de la curva esfuerzo - deformación, lo que lo convierte en una herramienta ampliamente utilizada en análisis no



lineales y en la evaluación sísmica de elementos estructurales esenciales (Mander, Priestley y Park, 1988; Park y Paulay, 1975).

**Figura 6**

*Curva de esfuerzo deformación del modelo de Mander*



*Nota:* Tomado de Mander et al. (1988).

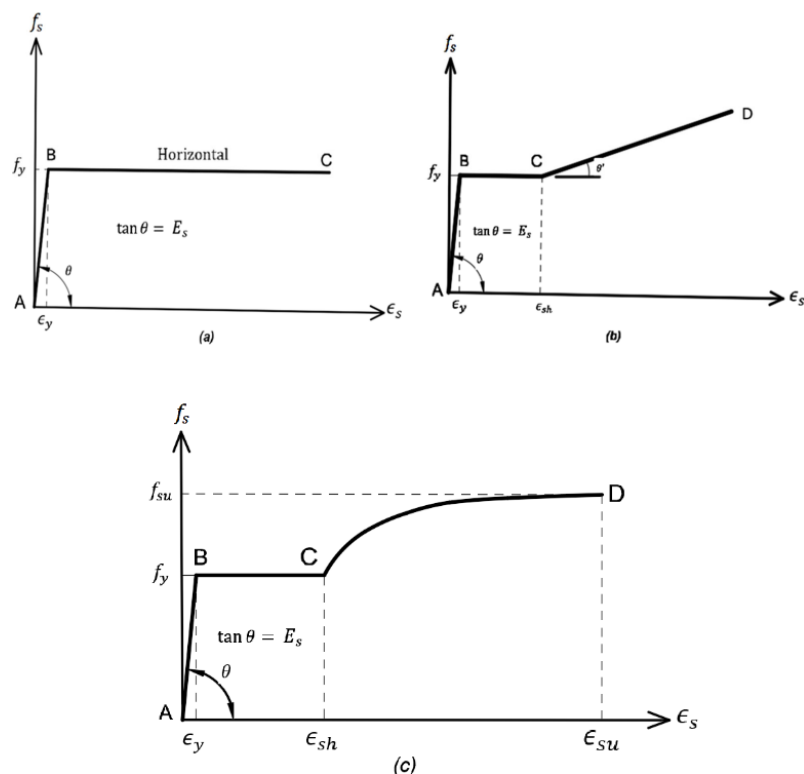
### 2.2.10.2 Modelo constitutivo para el acero

Este modelo permite describir la relación esfuerzo–deformación bajo diferentes estados de carga. Dado su carácter dúctil, el acero se modela comúnmente mediante esquemas como el elastoplástico perfecto, que asume ausencia de endurecimiento; el elastoplástico con endurecimiento isotrópico o cinemático, que refleja la ganancia de resistencia ante deformaciones crecientes; y los multilineales, que aproximan con mayor realismo su respuesta no lineal. La adecuada elección del modelo resulta esencial en análisis sísmicos no lineales, donde la capacidad de disipación de energía del acero define el nivel de desempeño estructural (Chen y Han, 2007; Park y Paulay, 1975; Rodríguez, 2019).

**Modelo de Park y Paulay**, describe la relación esfuerzo-deformación del acero estructural considerando las distintas fases de su comportamiento. Inicialmente, el material presenta un tramo elástico lineal, donde la pendiente está dada por el módulo de elasticidad del acero. Al alcanzar la deformación de fluencia, se observa un tramo prácticamente horizontal, correspondiente al endurecimiento por deformación. Posteriormente, dependiendo del tipo de acero, puede presentarse un endurecimiento adicional, donde los esfuerzos se incrementan de manera gradual hasta llegar a la resistencia última. Este modelo permite representar de manera simplificada y realista el comportamiento del acero bajo cargas cíclicas o extremas, siendo fundamental para los análisis de estructuras sometidas a acciones sísmicas. (Park y Paulay, 1975)

### Figura 7

*Idealizaciones de la curva esfuerzo - deformación del acero*



*Nota:* La figura 7 muestra: (a) modelo elastoplástico, (b) modelo trilineal y (c) curva completa.

Tomado de Park y Paulay (1975, como se citó en Cahuana y Ccaso, 2021).

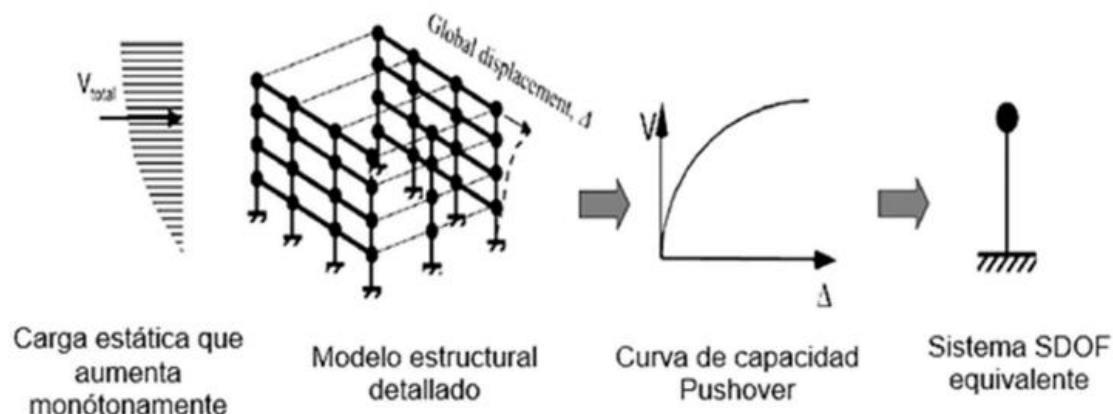
### **2.2.11 Análisis Estático No Lineal “Pushover”**

El análisis estático no lineal (*pushover*), constituye una herramienta fundamental para la evaluación de la capacidad sísmica de las estructuras, a partir de la aplicación progresiva de cargas laterales hasta alcanzar niveles relevantes de deformación. Esta metodología permite obtener la curva capacidad, la cual expresa la relación entre el cortante basal y el desplazamiento global del sistema, proporcionando información sobre la ductilidad, el nivel de desempeño y los posibles mecanismos de falla. A diferencia de los análisis lineales convencionales, el enfoque pushover incorpora los efectos de las no linealidades materiales y geométricas, lo que lo convierte en un procedimiento ampliamente utilizado en el diseño y evaluación sismorresistente de edificaciones (Chopra & Goel, 2002b; FEMA 440, 2005).

El método pushover se basa en someter una estructura previamente diseñada a un proceso de cargas laterales incrementales, como se ilustra en la Figura 8, manteniendo constantes las cargas gravitacionales, hasta alcanzar un nivel de colapso o un umbral de carga preestablecido. Esta aproximación permite caracterizar el comportamiento progresivo de la edificación al identificar la secuencia de fisuración, fluencia y fallo de los elementos estructurales, así como los estados límite de servicio. El resultado de este procedimiento se expresa mediante la denominada curva de capacidad, la cual refleja la relación entre las deformaciones y las fuerzas cortantes experimentadas por el sistema. Para su interpretación, se establece un punto de control ubicado normalmente en el centro de masas del último nivel de la estructura, desde donde se mide el desplazamiento global. Este parámetro resulta fundamental para determinar el punto de desempeño sísmico y evaluar la ductilidad, la capacidad de disipación de energía y el nivel de seguridad alcanzado por la edificación frente a diferentes escenarios de peligro sísmico (Fuentes, 2018).

**Figura 8**

*Representación esquemática del AENL (Pushover)*



*Nota.* Tomado de FEMA 440 (2005, como se citó en Cahuana y Ccaso, 2021).

### **2.2.11.1 Patrones de Carga Lateral**

De acuerdo con lo establecido en la norma ASCE/SEI 41-17 (2017), la aplicación de patrones de carga lateral en los modelos estructurales debe realizarse considerando la asignación de masas correspondiente a cada diafragma de piso. Dichos patrones se ajustan a la configuración del modo fundamental en la dirección de análisis, garantizando una representación más realista de la respuesta sísmica. Asimismo, previo a la incorporación de las acciones laterales, es necesario incluir el componente gravitacional  $Q_G$ , con el fin de reflejar adecuadamente los efectos combinados de las cargas permanentes y las solicitaciones sísmicas.

La carga gravitacional no lineal ( $Q_G$ ) ha sido asignada según el FEMA 356 como sigue.

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L + Q_S)$$

Donde:

$Q_D$ : carga muerta.

$Q_L$ : carga viva.

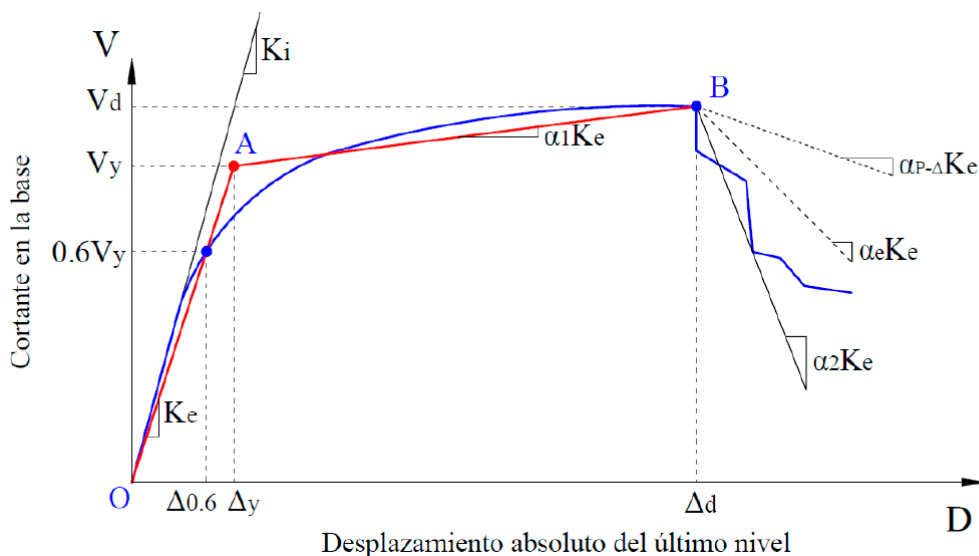
$Q_S$ : carga de nieve.

### 2.2.11.2 Curva de capacidad

La curva de capacidad constituye una herramienta esencial en el análisis pushover, ya que representa la relación entre la cortante basal y el desplazamiento de control de la edificación, normalmente medido en la parte superior de la estructura. Este recurso permite caracterizar la respuesta no lineal y la progresiva pérdida de rigidez frente a cargas sísmicas crecientes. Su construcción se fundamenta en la hipótesis de que el primer modo de vibración domina la respuesta estructural, lo cual resulta válido en edificaciones con periodos fundamentales cercanos o inferiores a un segundo. No obstante, en estructuras más flexibles, con periodos mayores, es necesario incorporar el efecto de modos superiores para lograr una evaluación precisa del desempeño sísmico (FEMA, 2005; Chopra & Goel, 2002).

**Figura 9**

*Curva de capacidad (curva Pushover)*



*Nota.* La figura 9 muestra la curva de capacidad y una representación de idealización bilineal.

Tomado de ASCE/SEI 41-17 (2017, como se citó en Pinedo y Taipe, 2022 ).

La gráfica en la figura 9, muestra que el primer tramo de la curva corresponde a la rigidez lateral efectiva ( $K_e$ ), definida como la pendiente del segmento que se inicia en el origen. Esta rigidez secante se determina para un nivel de cortante equivalente al 60 % del cortante de fluencia de la edificación ( $V_y$ ). El segundo tramo con pendiente positiva, representa la etapa posterior a la fluencia ( $\alpha_1 K_e$ ), dicho segmento se obtiene a partir de la conexión entre un punto ( $V_d$ ;  $\Delta_d$ ) ubicado sobre la curva de capacidad en el desplazamiento objetivo o en el desplazamiento de base (el menor de ambos) y su intersección con el primer tramo, de modo que las áreas generadas por encima y por debajo de la curva resulten equivalentes. El tercer segmento es de pendiente negativa post - fluencia ( $\alpha_2 K_e$ ), la cual se determina con el mismo punto ( $V_d$ ;  $\Delta_d$ ) y el punto donde la fuerza disminuye un 60% de la resistencia de fluencia efectiva (Pinedo y Taipe, 2022).

### ***2.2.11.3 Sectorización de la curva de capacidad.***

En la figura 10, la gráfica muestra cómo la curva de capacidad de una edificación (línea roja) se divide en zonas de desempeño sísmico que permiten evaluar la seguridad estructural en distintos rangos de demanda de desplazamiento.

Punto de fluencia efectiva ( $\Delta_{FE}$ ): Marca la transición entre el comportamiento predominantemente elástico y el inelástico.

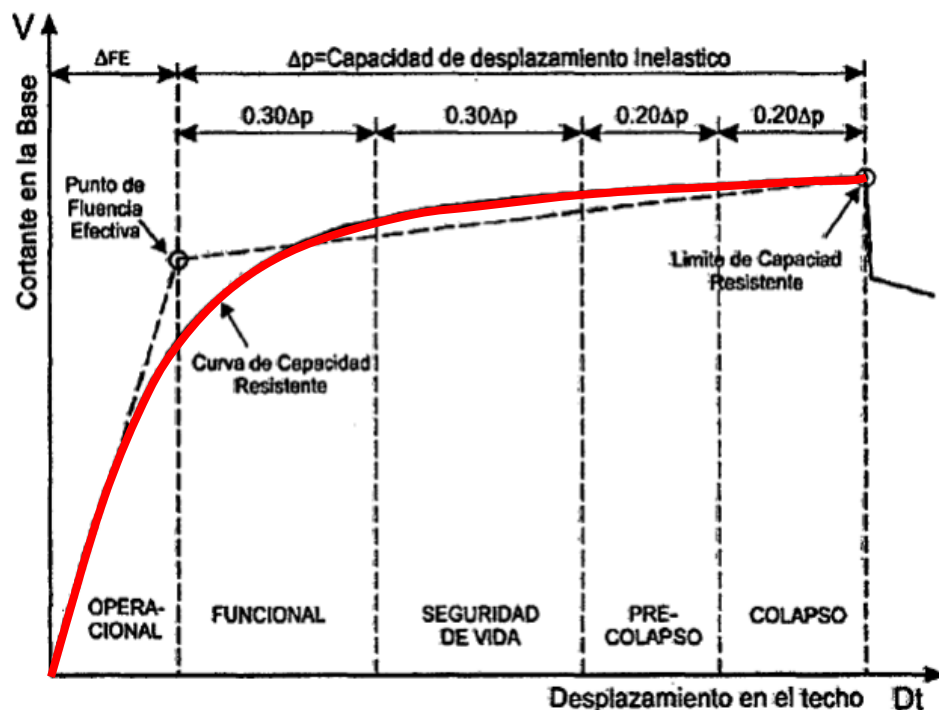
Capacidad de desplazamiento inelástico ( $\Delta_p$ ): Es el intervalo de desplazamientos más allá de la fluencia, hasta llegar al límite de capacidad. Esta capacidad se divide en franjas porcentuales ( $0.30\Delta_p$ ,  $0.30\Delta_p$ ,  $0.20\Delta_p$  y  $0.20\Delta_p$ ) que definen distintos niveles de desempeño.

Una vez delimitadas las regiones previas a la fluencia y las etapas posteriores a la fluencia de la correspondiente curva de capacidad, se procede a definir los niveles de daño y a determinar las coordenadas de los puntos de desempeño de la estructura. En este contexto, los puntos determinan los diferentes estados de daño en la estructura frente a las diferentes amenazas

sísmicas caracterizadas por los sismos frecuentes, ocasionales, raros y muy raros. Obteniendo la caracterización de la estructura frente amenazas sísmicas externas y evaluando su comportamiento (ASCE/SEI 41-17, 2017).

**Figura 10**

*Sectorización de la curva de capacidad*



*Nota.* Adaptado del SEAOC (1995).

La gráfica de sectorización de la curva de capacidad muestra la relación entre el cortante basal y el desplazamiento en el techo de una estructura, dividiendo su comportamiento en distintos niveles de desempeño sísmico: en la fase operacional no hay daños y la estructura funciona normalmente; en la funcional aparecen daños menores pero sin comprometer su servicio; en la de seguridad de vida se presentan daños significativos que garantizan la protección de los ocupantes aunque con pérdida de funcionalidad; en el pre-colapso la estructura está gravemente dañada y con riesgo alto de falla; y finalmente en el colapso se alcanza el límite de capacidad resistente, perdiendo estabilidad estructural.

### 2.3 Definición de términos básicos

**Desempeño.** El desempeño está determinado por la capacidad de la edificación para responder a la demanda sísmica a la que es sometida. La estructura debe tener la capacidad de resistir las demandas del sismo, de modo que el desempeño esté de acuerdo con los objetivos de diseño (ATC-40, 1996).

**Niveles de Desempeño.** Se entienden como los umbrales que delimitan los estados de daño que puede experimentar una estructura ante solicitaciones sísmicas. El cual representa una condición tolerable o una condición límite establecida en función de aspectos fundamentales como el peligro a la vida de los ocupantes y la funcionalidad de la edificación después de una demanda sísmica (ATC-40, 1996).

**Capacidad estructural.** Habilidad de la estructura para resistir la demanda sísmica.

Depende de la capacidad de resistencia y deformación de los componentes individuales de la estructura (ATC-40, 1996).

**Demanda sísmica.** Es la representación del movimiento del suelo debido a un sismo (ATC-40, 1996).

**Análisis Lineal:** Se refiere a un procedimiento en el que las fuerzas aplicadas y las deformaciones resultantes mantienen una relación directamente proporcional, donde las propiedades de la estructura serán constantes y no tendrán variación (Cahuana y Ccaso, 2021).

**Deriva.** desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos (Cahuana y Ccaso, 2021).

**Resistencia:** la capacidad de una estructura, componente o conexión para resistir los efectos de las cargas (Cahuana y Ccaso, 2021).

**Degradación.** pérdida de resistencia que puede sufrir un componente o estructura cuando se somete a más de un ciclo de deformación más allá de su límite elástico (ATC-40, 1996).



**Criterios de aceptación.** valores límite de propiedades como la deriva, la demanda de resistencia y la deformación inelástica utilizados para determinar la aceptabilidad de un componente a un nivel de desempeño dado (FEMA 356, 2000).

**Punto de desempeño.** Representa el máximo desplazamiento de la estructura, para una determinada demanda sísmica (ATC-40, 1996).

**Punto de fluencia.** Punto dentro de la curva de capacidad, donde la capacidad última de un elemento estructural es alcanzada, la relación inicial elástica fuerza deformación finaliza, empezando a decrecer la rigidez efectiva (ATC-40, 1996).

**Albañilería o Mampostería.** Material estructural compuesto por "unidades de albañilería" asentadas con mortero o por "unidades de albañilería" apiladas, en cuyo caso son integradas con concreto líquido (RNE E.070, 2020).

**Albañilería Armada.** Se entiende como un sistema constructivo en el que los elementos de mampostería se refuerzan internamente con barras de acero dispuestas tanto en dirección vertical como horizontal, y se integran mediante concreto fluido, de manera que todos los componentes actúen de forma conjunta para resistir los esfuerzos estructurales. Este tipo de muros también se conoce como muros armados (RNE E.070, 2020).

**Albañilería Confinada.** Se define como un sistema de mampostería reforzada mediante elementos de concreto armado dispuestos alrededor de todo su perímetro, los cuales se vacían una vez finalizada la construcción de la albañilería. La cimentación de concreto actúa como un elemento de confinamiento horizontal para los muros del primer nivel (RNE E.070, 2020).

**Albañilería Reforzada o Albañilería Estructural.** Albañilería armada o confinada, cuyo refuerzo cumple con las exigencias de esta Norma (RNE E.070, 2020).

## CAPÍTULO III. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

### 3.1 Ubicación de la zona de estudio

#### 3.1.1 Ubicación geográfica

La Institución Educativa Nuestra Señora del Rosario, se encuentran ubicada en la ciudad de Cajabamba, a 205 m de la plaza de armas. Dentro de la Zona 17 M, con coordenadas UTM Este: 825785.12 m, Norte: 9156244.90 m, Elevación: 2649 m (Google Earth Pro, 2023)

**Figura 11**

*Vista satelital de la Institución Educativa Nuestra Señora del Rosario en ciudad de Cajabamba.*



*Nota:* La figura 11 muestra la ubicación de la Institución Educativa Nuestra Señora del Rosario.

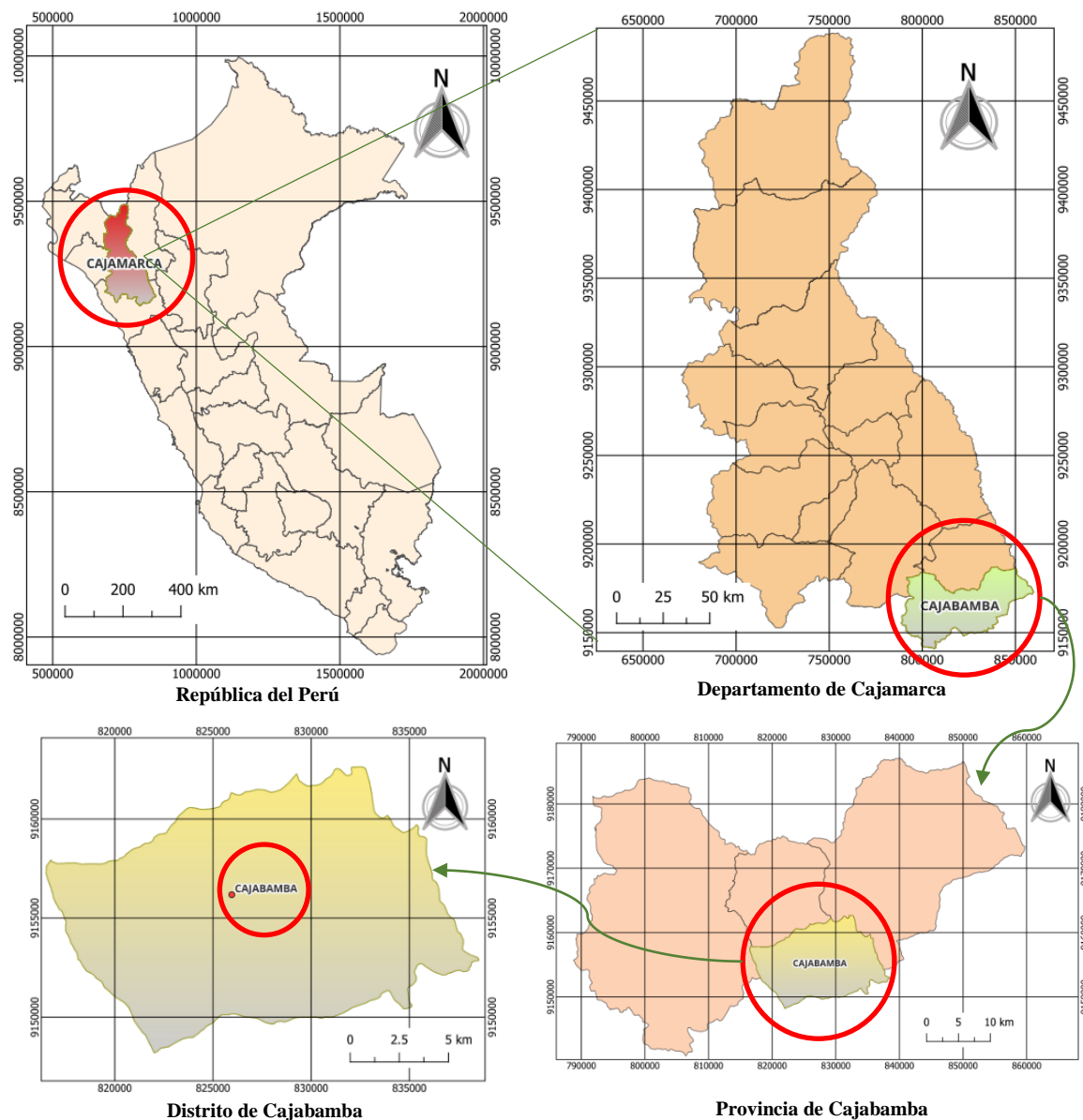
Adaptado en software Qgis, 2023.

### 3.1.2 Ubicación política

Políticamente la zona de estudio se encuentra ubicado en el distrito de Cajabamba, provincia de Cajabamba, departamento de Cajamarca, Perú.

**Figura 12**

*Ubicación política del distrito de Cajabamba, provincia de Cajabamba, región Cajamarca.*



*Nota:* La figura 12 muestra la ubicación política de la ciudad de Cajabamba a nivel nacional, departamental, provincial y distrital. Adaptado en software Qgis de GeoGps Perú, 2023.

### 3.2 Época de la investigación

El presente estudio se llevó a cabo durante el periodo comprendido entre el mes agosto del 2024 al mes de junio del 2025.

### 3.3 Tipo y diseño de la Investigación

**Tipo: Aplicada**, dado que el estudio implementa el método de análisis estático no lineal (Pushover) con el objetivo de determinar el desempeño sísmico de la estructura.

**Nivel: Descriptivo**, orientado a representar las particularidades y el estado estructural de los módulos analizados en la Institución Educativa Nuestra Señora del Rosario - Cajabamba

**Diseño: No experimental**, dado que se analizan fenómenos existentes sin manipulación de variables, basándose en la observación e interpretación de hechos ocurridos previamente.

**Enfoque de la Investigación: Cuantitativa**, pues la variable se va a cuantificar, empleando métodos de análisis numéricos.

### 3.4 Población de estudio

La población de estudio, para esta investigación está dado por los módulos de la Institución Educativa Nuestra Señora del Rosario – Cajabamba.

### 3.5 Muestra

La muestra, está dada por dos módulos de la Institución Educativa Nuestra Señora del Rosario, los cuales se seleccionaron mediante un muestreo no probabilístico de tipo intencional o por conveniencia.

### 3.6 Unidad de Análisis

La unidad de análisis, viene a ser el desempeño sísmico, analizado por el método de análisis estático no lineal (PUSHOVER) de dos módulos de la Institución Educativa Nuestra Señora del Rosario.

### **3.7 Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos**

#### **3.7.1 Técnicas de recolección de datos**

**Análisis de documentación de archivos.** Mediante esta técnica se realizó la documentación de archivos, textos, normas y otras investigaciones obtenidas de diversas bases de datos confiables existentes.

**Observación.** Mediante esta técnica se realizó la revisión de los planos estructurales de la Institución Educativa Nuestra Señora del Rosario – Cajabamba. Asimismo, se realizarán mediciones y corroboraciones de los planos estructurales con la edificación existente.

**Modelamiento estructural en el software ETABS 20.3.0.** Se analizó el comportamiento de los módulos frente a distintos niveles de peligros sísmicos, con el objetivo de evaluar su capacidad estructural, niveles de daño y seguridad funcional según diferentes niveles de desempeño.

#### **3.7.2 Ensayos**

**Ensayo de esclerometría,** se utilizó este ensayo con el propósito de estimar la resistencia a compresión del concreto, se aplicó el ensayo sobre los elementos estructurales principales (vigas y columnas) correspondientes a los módulos 2 y 4 del nivel secundario de la Institución Educativa Nuestra Señora del Rosario, ubicada en la ciudad de Cajabamba. Para el desarrollo de la investigación se consideró el resultado promedio menos una desviación estándar con el fin de estimar un valor representativo y conservador.

#### **3.7.3 Instrumentos de recopilación de información**

**Guía de análisis de documentación técnica.** Se tomó en cuenta este instrumento para obtener la información necesaria de literatura científica, estas fuentes bibliográficas serán obtenidas a partir de base de datos indexadas como Scopus, Scielo, Redalyc, Alicia, etc.

**Guía de observación.** Este instrumento nos será de mucha utilidad, ya que en este se plasmará la información recolectada luego de haber aplicado la técnica de la observación en la edificación, los datos que se recolectarán podrán ser: tipo y uso de la edificación, año de construcción, tipo de suelo, irregularidades, etc.

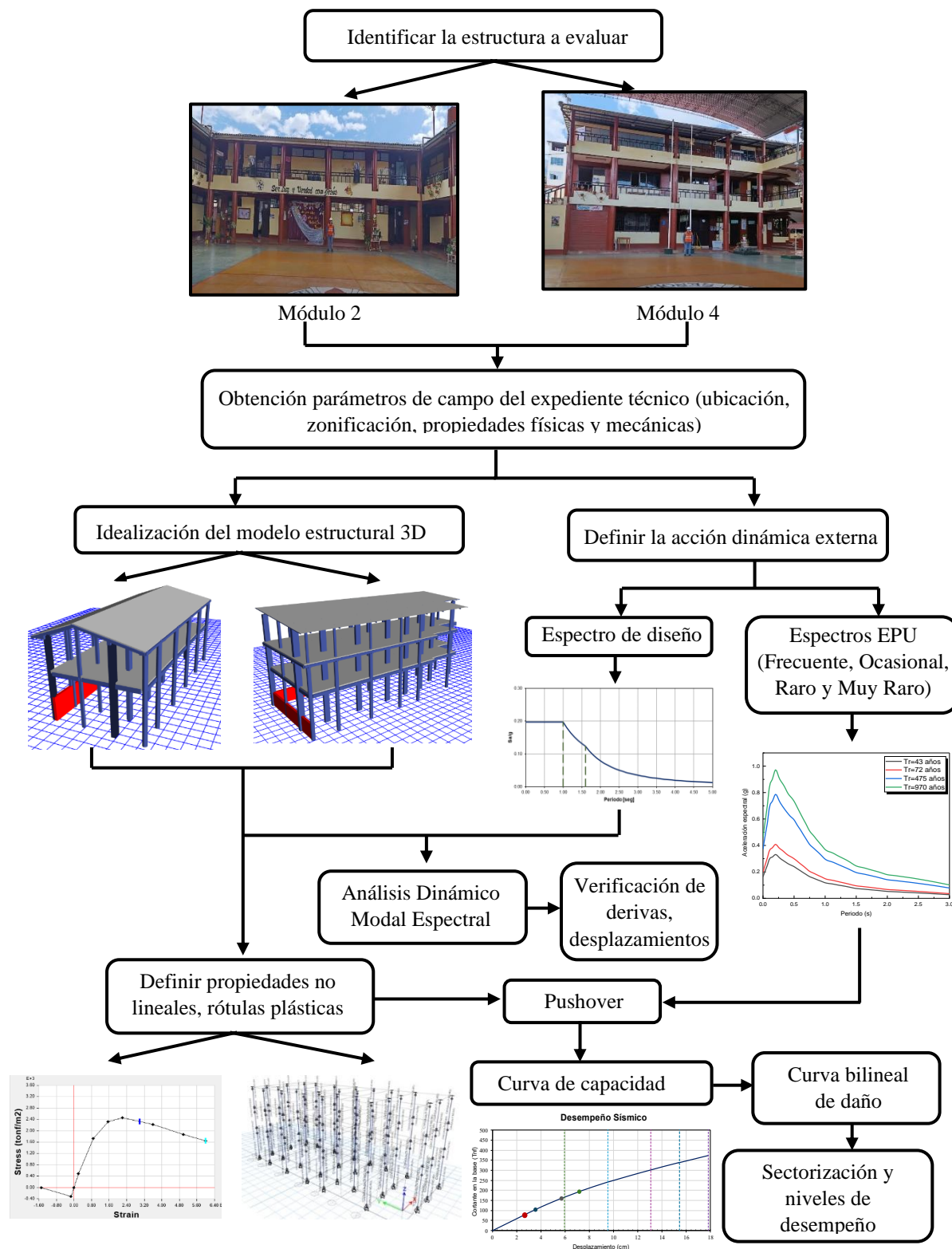
**Expediente técnico,** del cual se extraerá información como el estudio de suelos, planos As-Built de la edificación, etc.

### **3.8 Procedimiento**

En el marco de la presente investigación, la información utilizada provino del expediente técnico correspondiente al proyecto denominado “Sustitución de Infraestructura del Colegio Nacional Nuestra Señora del Rosario – Cajabamba”. Dicho documento constituyó la principal fuente de referencia, ya que contiene los planos de arquitectura, planos estructurales, memorias de cálculo, estudio de suelos, especificaciones técnicas y demás documentos necesarios para la caracterización y análisis del comportamiento estructural de la edificación. La utilización de este expediente permitió garantizar la validez y confiabilidad de los datos empleados en el estudio, aspectos fundamentales para la evaluación rigurosa en el campo de la ingeniería.

Entre los datos obtenidos destacan las características funcionales de la edificación como la distribución, uso de los ambientes por nivel y la tipología del sistema estructural empleado. Asimismo, se consideraron las propiedades mecánicas del concreto armado, incluyendo la resistencia a compresión ( $f'_c$ ), el módulo de elasticidad, el coeficiente de Poisson, el peso específico, entre otros parámetros. Del mismo modo, se incorporaron las propiedades del acero de refuerzo, tales como el esfuerzo de fluencia y el módulo de elasticidad.

A continuación, se presenta una representación gráfica y secuencial de las etapas que componen el estudio mediante un diagrama de flujo, tal como se muestra en la figura 13.

**Figura 13***Diagrama de flujo de trabajo*

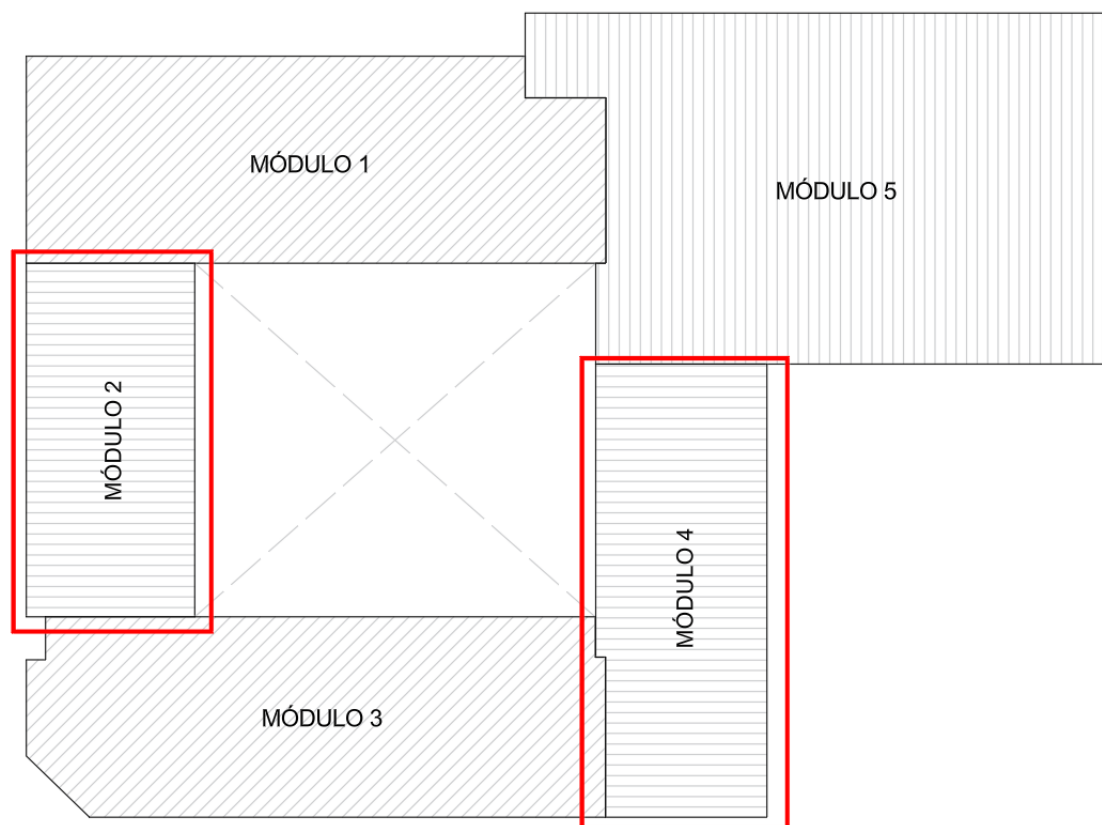


### 3.8.1 Descripción de las estructuras

El desempeño sísmico de las estructuras a analizar corresponde a los Módulos 2 y 4 de la Institución Educativa Nuestra Señora del Rosario de la provincia de Cajabamba (ver figura 14), las que se describen a continuación.

**Figura 14**

*Ubicación de los Módulos 2 y 4 en la Institución Educativa Nuestra Señora del Rosario*



#### 3.8.1.1 Módulo 2.

El Módulo 2 consta de dos niveles, cada uno con un área de  $154 \text{ m}^2$ , y cuenta con un sistema estructural compuesto por pórticos y muros de albañilería confinada, las columnas son en forma de T, L rectangulares y circulares conectadas con vigas rectangulares peraltadas y planas, la losa del primer nivel es aligerada de 20 cm y la del segundo nivel es aligerada de 17 cm; en tanto a la distribución arquitectónica, es como sigue:



Nivel 1: Este nivel está constituido por un ambiente destinado a guardianaía, otro asignado a depósito y para aulas de enseñanza.

Nivel 2: Este nivel está constituido por ambientes destinados para la sala de profesores y laboratorios.

A continuación, se muestra el módulo 2.

**Figura 15:**

*Modulo 2 de la Institución Educativa Nuestra Señora del Rosario*



**3.8.1.2 Módulo 4.**

El Módulo 4 está conformado por 3 niveles con un área por nivel de 190 m<sup>2</sup>, y cuenta con un sistema estructural compuesto por pórticos y muros de albañilería confinada, las columnas son en forma de T, L rectangulares y circulares conectadas con vigas rectangulares peraltadas y planas, la losa del primer y segundo nivel es aligerada de 20 cm y en el tercer nivel se presenta una cobertura metálica; en tanto a la distribución arquitectónica, es como sigue:

Nivel 1: Este nivel está constituido por ambientes destinados a salas de dirección, subdirección y el ambiente destinado a la biblioteca.

Nivel 2: Este nivel está constituido por ambientes destinados a aulas de enseñanza.

Nivel 3: Este nivel está constituido por ambientes destinados a aulas de enseñanza.

A continuación, se muestra el módulo 4.

### **Figura 16**

*Módulo 4 de la Institución Educativa Nuestra Señora del Rosario*



### **3.8.2 Metrado de Cargas.**

#### **3.8.2.1 Cargas Muertas.**

Se refieren al peso propio de los elementos estructurales y componentes no estructurales, estimados según los pesos unitarios establecidos en la Norma Técnica E.020

El peso propio de los elementos estructurales se determina directamente mediante el software de análisis estructural, mientras que las cargas muertas correspondientes a elementos no estructurales y acabados se incorporan de manera adicional, aplicándose específicamente a cada componente según corresponda.

Albañilería (unidades de arcilla):	1800 kg/m <sup>3</sup> .
Piso terminado:	100 kg/m <sup>2</sup> .
Peso específico del concreto:	2.4 Tn/m <sup>3</sup> .
Peso específico del acero:	7.85 Tn/m <sup>3</sup> .
Ladrillo de Techo 15x30x30:	8.0 kg/unidad (72 kg/m <sup>2</sup> ).
Ladrillo de Techo 12x30x30:	6.8 kg/unidad (61.2 kg/m <sup>2</sup> ).
Cobertura metálica e=0.75 mm:	7.17 kg/m <sup>2</sup> .

### **3.8.2.2 Cargas Vivas**

En función del uso o tipo de ocupación de la edificación.

Aulas:	250 kg/m <sup>2</sup> .
Laboratorios:	300 kg/m <sup>2</sup> .
Corredores y escaleras:	400 kg/m <sup>2</sup> .

### **3.8.2.3 Presión lateral de suelo.**

Se ha considerado del suelo para la placa de contención presente en la estructura siguiendo la Teoría de Rankine (1857), considerando las hipótesis de que el suelo es un material homogéneo, semi infinito e isotrópico, sin existir fricción entre este y el muro, y el empuje de tierras es paralelo a la inclinación de la superficie del terreno y es aplicado a lo largo de un plano vertical imaginario en el extremo del muro.

### 3.8.3 Modelamiento de los Módulos en Etabs.

#### 3.8.3.1 Definición de Material de Concreto.

La resistencia a compresión del concreto armado se determinó mediante los ensayos de esclerometría realizado en cada módulo de estudio, adoptando como valor representativo la media menos su respectiva desviación estándar, siendo este valor de  $f'_c = 238.34 \text{ kg/cm}^2$  para el módulo 2 y  $f'_c = 245.56 \text{ kg/cm}^2$  para el módulo 4.

**Figura 17**

*Definición de las propiedades del concreto para los módulos 2 y 4*

La caracterización de las propiedades no lineales del concreto se lo realizará mediante el modelo constitutivo de Mander como se muestra en la siguiente figura 18 y 19.

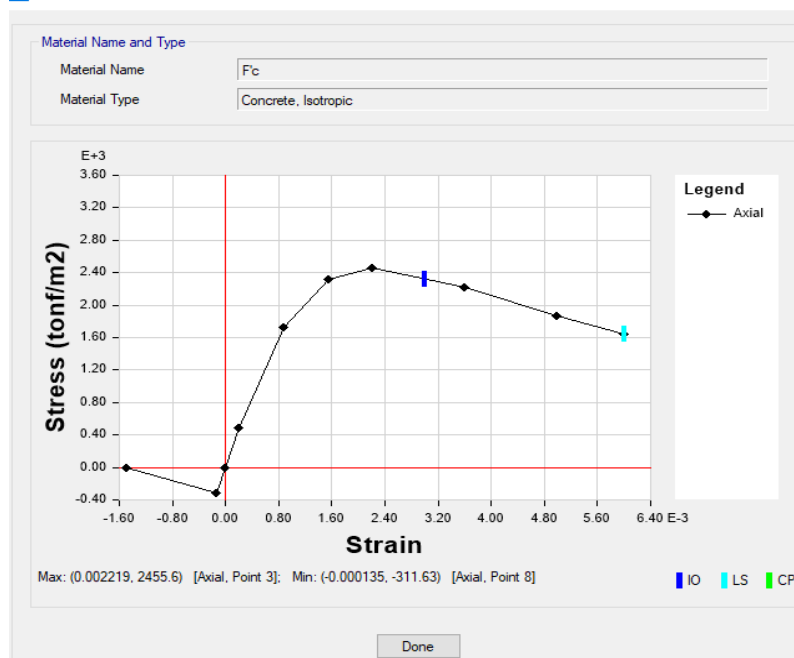
**Figura 18***Propiedades no lineales del concreto*

E Nonlinear Material Data

Material Name and Type		Miscellaneous Parameters	
Material Name	Fc	Hysteresis Type	Kinematic
Material Type	Concrete, Isotropic	Drucker-Prager Parameters	
		Friction Angle	0 deg
		Dilatational Angle	0 deg
Acceptance Criteria Strains		Stress Strain Curve Definition Options	
	Tension		Compression
IO	0.01		-0.003 m/m
LS	0.02		-0.006 m/m
CP	0.05		-0.015 m/m
<input checked="" type="checkbox"/> Ignore Tension Acceptance Criteria		<input checked="" type="radio"/> Parametric Mander <input type="radio"/> User Defined	
Parametric Strain Data			
Strain at Unconfined Compressive Strength, $f_c$		0.002219	
Ultimate Unconfined Strain Capacity		0.005	
Final Compression Slope (Multiplier on E)		-0.1	
Show Stress-Strain Plot...			
OK		Cancel	

**Figura 19***Modelo de Mander para el concreto confinado*

E Material Stress-Strain Plot

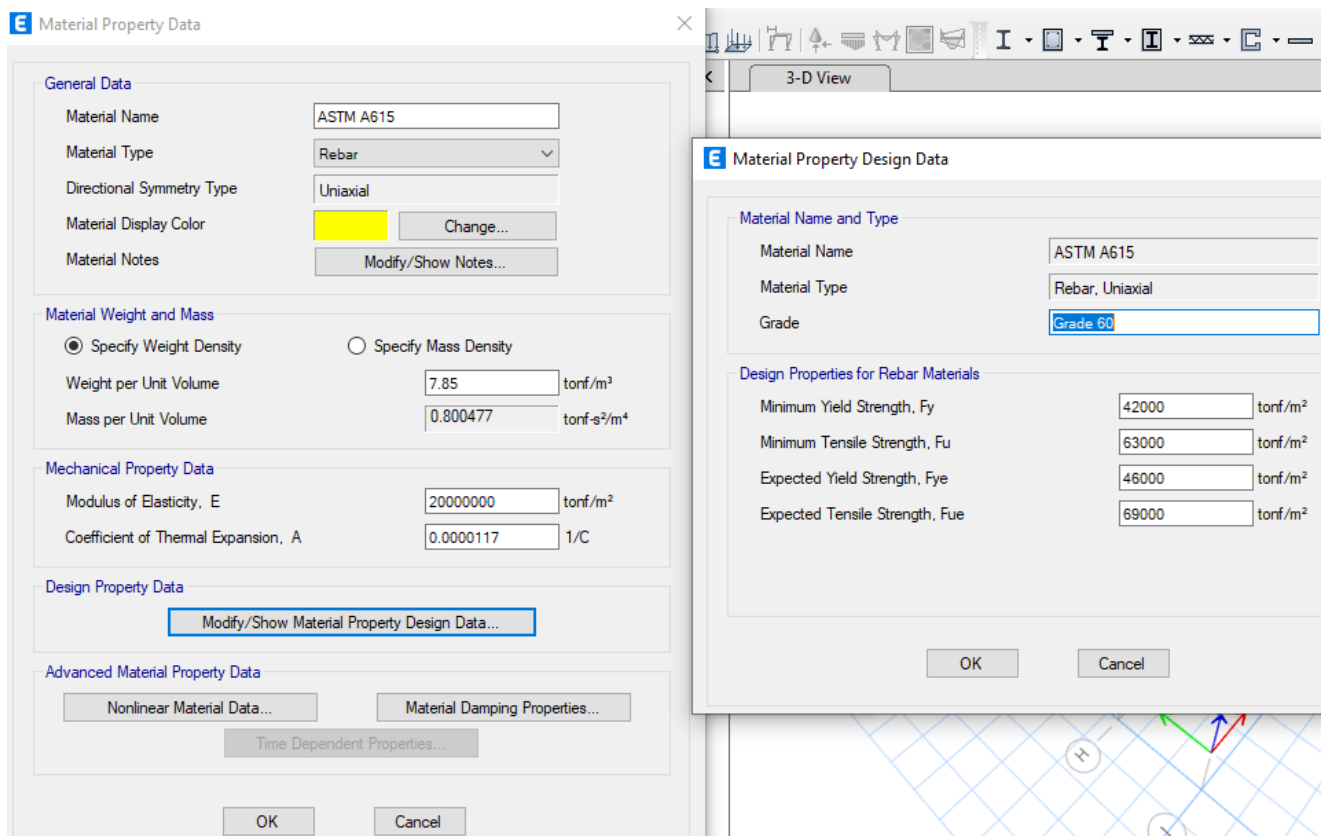


### 3.8.3.2 Definición de Material Acero.

Acero de refuerzo (ASTM A 615 G60).

**Figura 20**

*Definición de las propiedades del acero de refuerzo*



La caracterización de las propiedades no lineales del acero de refuerzo se lo realizará mediante el modelo constitutivo de Park como se muestra en la siguiente figura 21 y 22.

**Figura 21***Propiedades no lineales del acero de refuerzo*

**E Nonlinear Material Data**

Material Name and Type			Miscellaneous Parameters	
Material Name	ASTM A615		Hysteresis Type	Kinematic
Material Type	Rebar, Uniaxial			

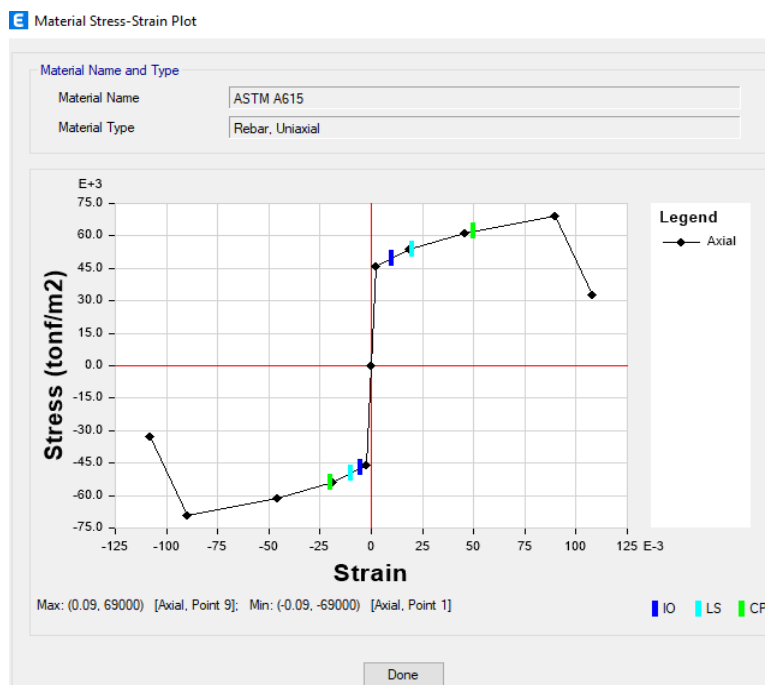
Acceptance Criteria Strains			
	Tension	Compression	
IO	0.01	-0.005	m/m
LS	0.02	-0.01	m/m
CP	0.05	-0.02	m/m

Stress Strain Curve Definition Options	
<input checked="" type="radio"/> Parametric	Park
<input type="button" value="Convert to User Defined"/>	
<input type="radio"/> User Defined	

Parametric Strain Data	
Strain at Onset of Strain Hardening	0.01
Ultimate Strain Capacity	0.09
Final Slope (Multiplier on E)	-0.1

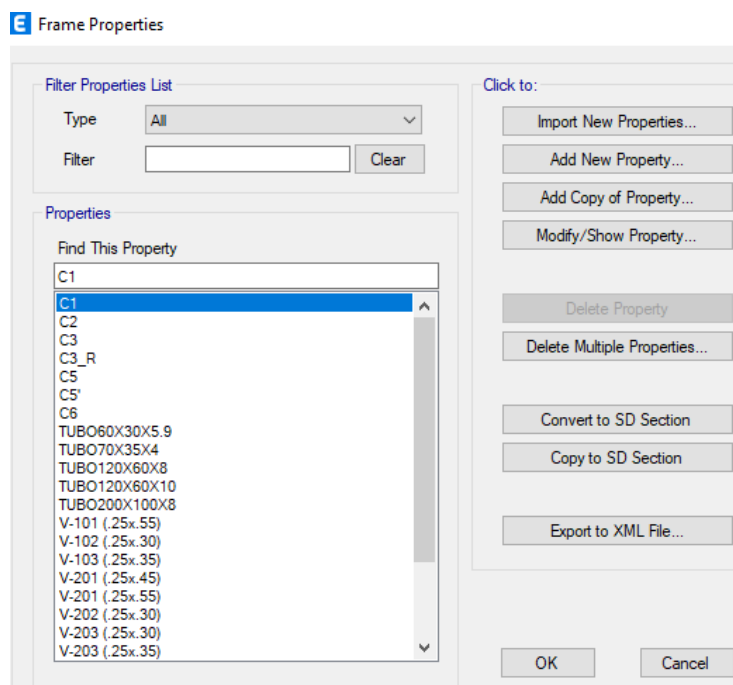
**Figura 22***Modelo de Park para el acero de refuerzo*

### 3.8.3.3 Definición de secciones (elementos frame).

Se define las secciones de cada elemento frame.

**Figura 23**

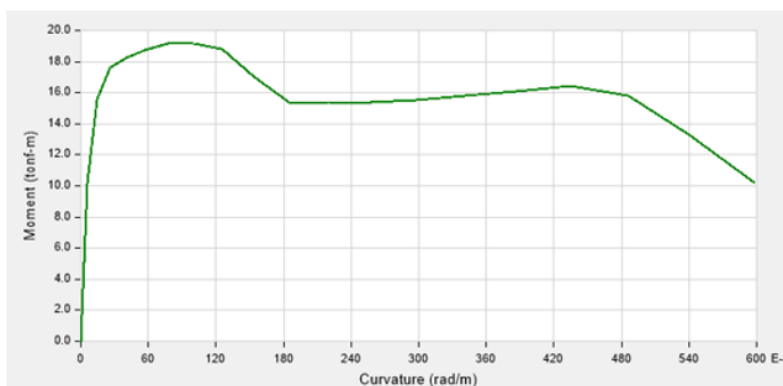
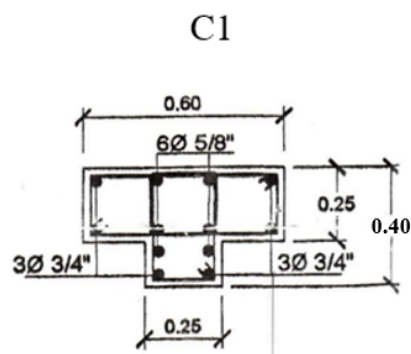
*Secciones de los materiales frame*



A modo de ejemplo, a continuación se muestran los diagramas momento vs curvatura de las columnas.

**Figura 24**

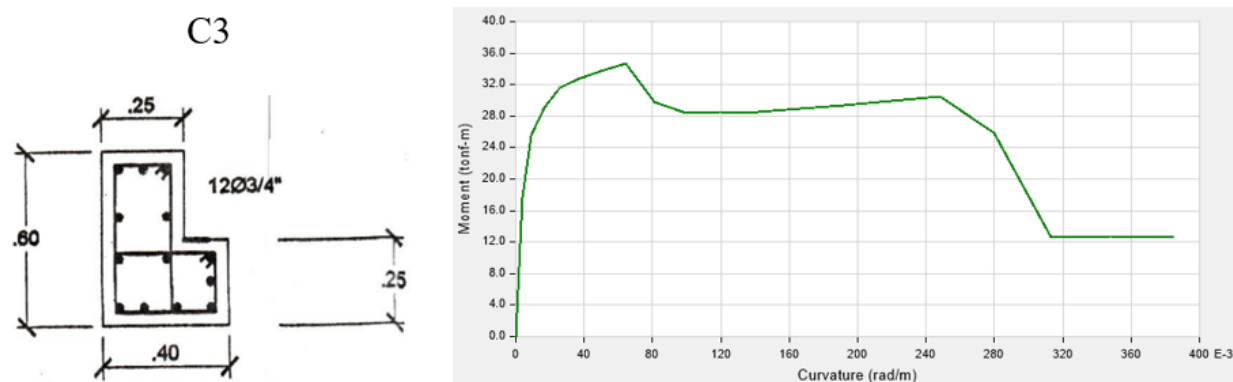
*Sección y diagrama de momento vs curvatura para la columna C1*



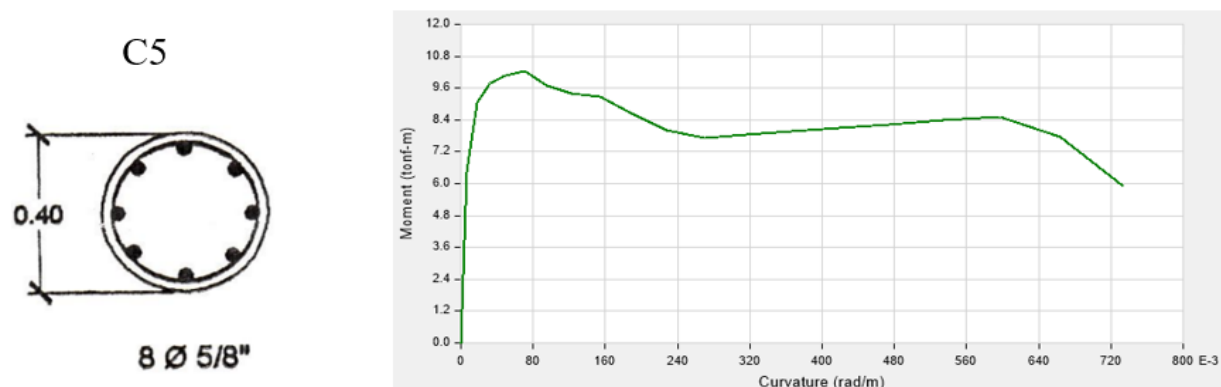


**Figura 25**

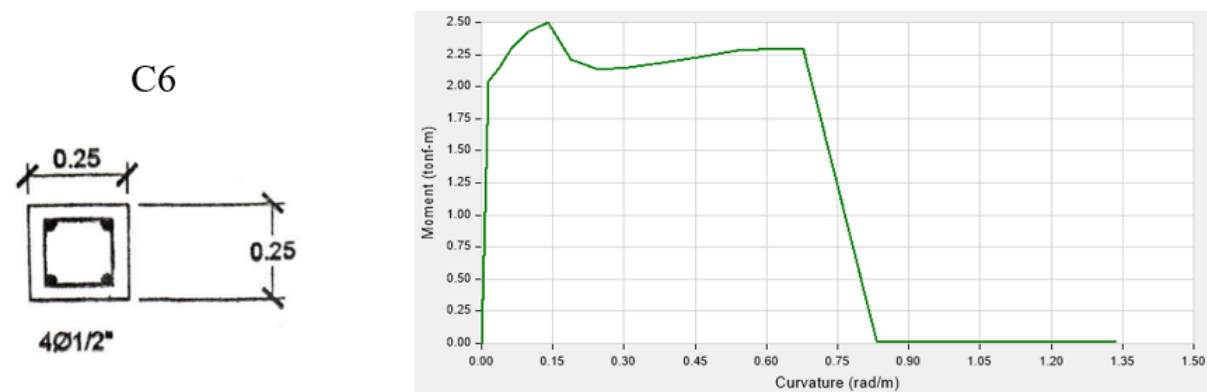
*Sección y diagrama de momento vs curvatura para la columna C3*

**Figura 26**

*Sección y diagrama de momento vs curvatura para la columna C5*

**Figura 27**

*Sección y diagrama de momento vs curvatura para la columna C6*

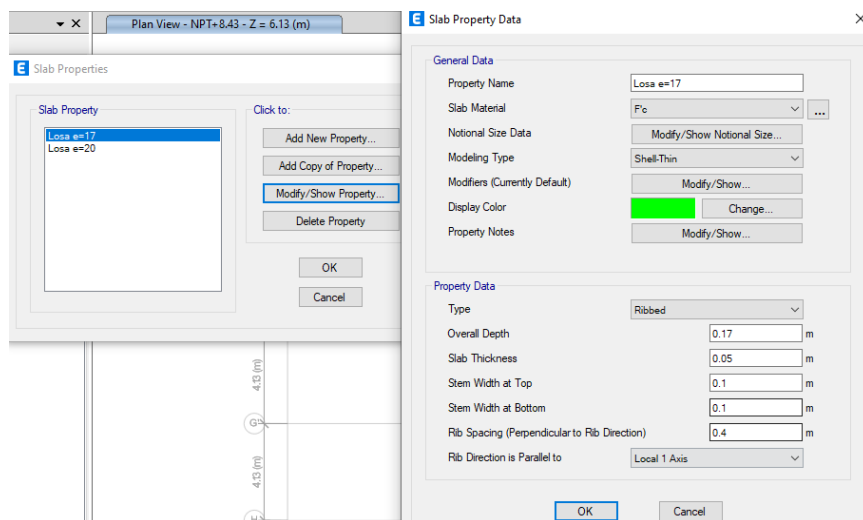


### 3.8.3.4 Definición de secciones (elementos shell).

El proyecto presenta 2 tipos de losa, de 20 cm y de 17 cm, en la siguiente figura 28 se muestra la definición de la losa de 17 cm de espesor.

**Figura 28**

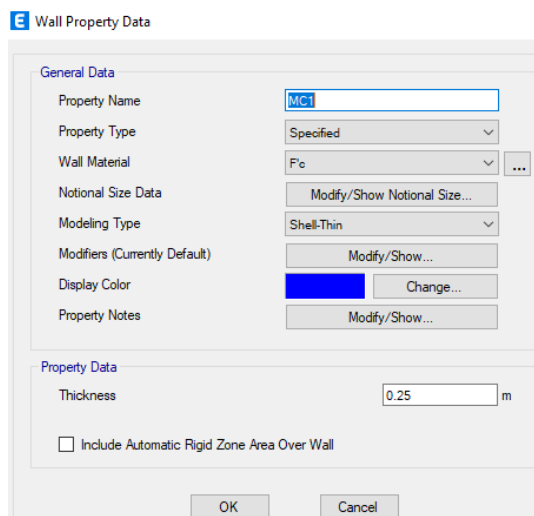
*Definición de losas aligeradas*



Además, se cuenta con muros de concreto de 0.25 m de espesor, los que se han definido según la siguiente figura 29.

**Figura 29**

*Definición del muro de concreto armado*



### 3.8.3.5 Definición del peso de la estructura.

Según la N.T.E. E.030 (2018), el peso (P) se obtiene sumando la carga permanente total de la edificación con un porcentaje de la carga viva o sobrecarga, calculado según el procedimiento siguiente:

- En edificaciones de las categorías A y B, se toma el 50% de la carga viva.
- En edificaciones de la categoría C, se toma el 25% de la carga viva.
- En depósitos, se toma el 80% del peso total que es posible almacenar.
- En azoteas y techos en general se toma el 25% de la carga viva.
- En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considera el 100% de la carga que puede contener.

La edificación en estudio es de Categoría A, por lo que se toma el 50 % de carga viva para estimar su peso y para la azotea se toma en general el 25 % como se detalla a continuación.

**Figura 30**

*Peso sísmico de la estructura*

**E** Mass Source Data

Mass Source Name:

**Mass Source**

☒ Element Self Mass

☒ Additional Mass

☒ Specified Load Patterns

☐ Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:

This Ratio of Diaphragm Width in X Direction:

This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction:

**Mass Multipliers for Load Patterns**

Load Pattern	Multiplier
CV	0.5
CV	0.5
CVT	0.25
CM	1

Add Modify Delete

**Mass Options**

☒ Include Lateral Mass

☐ Include Vertical Mass

☒ Lump Lateral Mass at Story Levels

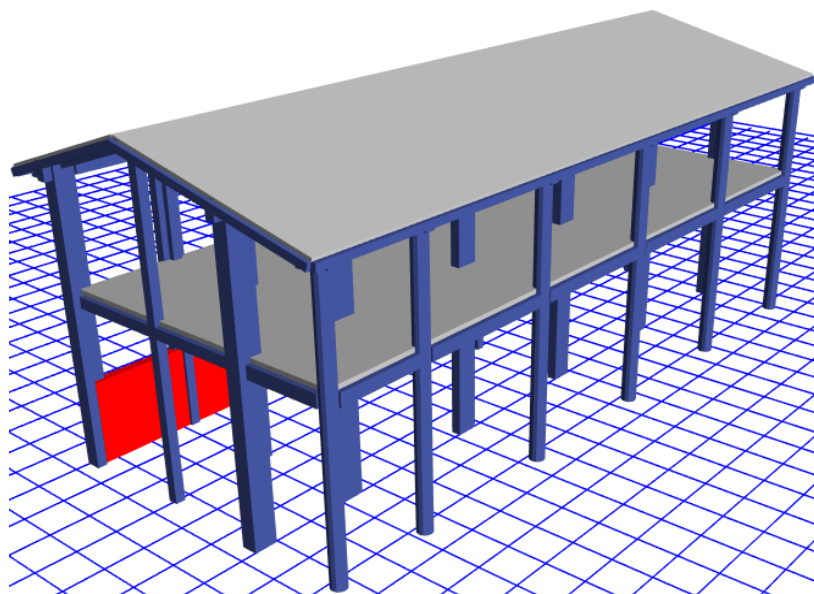
OK Cancel

### 3.8.3.6 Modelado estructural.

Las siguientes figuras 31 y 32, muestran el modelo estructural del módulo 2 y módulo 4 a analizar.

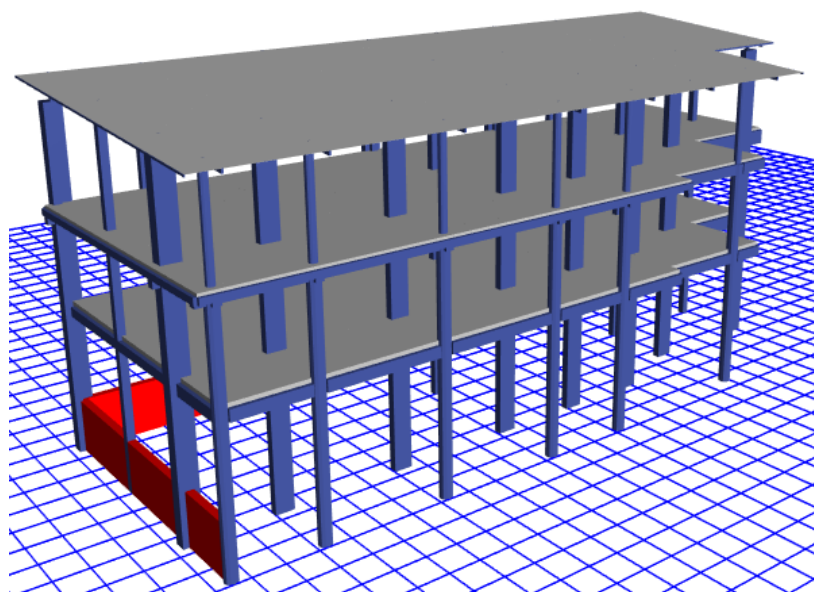
**Figura 31**

*Modelo estructural del módulo 2*



**Figura 32**

*Modelo estructural del módulo 4*



### 3.8.3.7 *Asignación de cargas.*

Para el modelado en Etabs, se asignaron las cargas de diseño previamente definidas a cada uno de los módulos de la edificación.

### 3.8.4 *Carga Gravitacional No Lineal (CGNL).*

La carga gravitacional no lineal ( $Q_G$ ) es el estado de carga vertical inicial que se aplica en el modelo no lineal, y es indispensable para iniciar los análisis de capacidad (pushover), ya que asegura que la estructura está trabajando en condiciones realistas bajo gravedad antes de aplicar cargas laterales.

La carga gravitacional no lineal ( $Q_G$ ) ha sido asignada según el FEMA 356 como sigue.

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L + Q_S)$$

Donde:

$Q_D$ : carga muerta.

$Q_L$ : carga viva.

$Q_S$ : carga de nieve.

De la fórmula anterior, se sabe que la carga del peso estimado del edificio Tipo A (masa sísmica) según la Norma E.030 como se mencionó anteriormente es:

$$\text{Peso estimado del edificio } (P) = CM + 0.5CV + 0.25CV_{techo}$$

Reemplazando en la ecuación anterior se tiene:

$$Q_G = 1.1(CM + 0.5CV + 0.25CV_{techo})$$

$$Q_G = 1.1CM + 0.55CV + 0.275CV_{techo}$$

Esta carga lo definimos en el software Etabs tal como ilustra en la figura 33.

**Figura 33***Definición de CGNL*

**E Load Case Data**

**General**

Load Case Name: CGNL Design...

Load Case Type: Nonlinear Static Notes...

Mass Source: MsSrc1

Analysis Model: Default

**Initial Conditions**

☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case:

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	PESO PROPIO	1.1
Load Pattern	CM	1.1
Load Pattern	CV	0.5
Load Pattern	CVT	0.275

1 Add Delete

**Other Parameters**

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Full Load Modify/Show...

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

Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event-to-Event Modify/Show...

OK Cancel

**3.8.5 Parámetros sísmicos.**

Se define la zonificación sísmica acorde a la norma E.030 (2019) se tiene la siguiente imagen.

**Factor de zona (Z).** Cajabamba está ubicada en la zona sísmica 3, por lo que, le corresponde un valor de  $Z = 0.35$  (Ver tabla 1).

**Factor de suelo (S).** según el estudio de suelos, la I.E. Nuestra Señora del Rosario esta sobre un sueño  $S_3$  y una zona  $Z_3$  (Ver tabla 3).

**Periodo  $T_p$  y  $T_L$ .** Los valores de los períodos fundamentales  $T_p$  y  $T_L$  correspondientes a la zona de estudio se presentan en la Tabla 4.

**Factor de amplificación sísmica (C),** se modifica continuamente en función del período de vibración de la estructura, considerando las condiciones que se detallan a continuación.

$$T < T_p \quad C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 \left( \frac{T_p}{T} \right)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 \left( \frac{T_p * T_L}{T^2} \right)$$

**Factor de Uso (U).** Los módulos en análisis son de tipo A2 (Institución educativa), por lo que le corresponde un valor de  $U = 1.5$  (Ver tabla 5).

**Coefficiente Básico de Reducción Sísmica (R0).** Los módulos analizados están compuestos por pórticos de concreto armado, y según la Tabla 6, se adopta un valor de  $R_0 = 8$ .

### 3.8.5.1 Resumen de los parámetros sísmicos del proyecto.

La siguiente tabla 23 muestra de forma resumida los parámetros sísmicos del proyecto.

**Tabla 23**

*Parámetros sísmicos para el módulo 2 y 4*

Parámetro		Designación	Mapa de zonificación del Perú
Factor de zona (Z)		<b>Z3</b> 0.35	
Categoría de edificación		<b>A</b>	
Factor de Uso (U)		<b>U</b> 1.50	
Factor de Suelo (S)		<b>S3</b> 1.20	
Coeficiente básico de reducción	Sistema estructural	CºAº - Pórticos	
		<b>R0</b> 8	
Irregularidades	Planta	<b>Ip</b> 1.00	
	Altura	<b>Ia</b> 1.00	
Factor de reducción asumida		<b>R</b> 8.0	
Periodo de respuesta		<b>Tp</b> 1.00	
		<b>Tl</b> 1.60	
Factor de amplificación sísmica (C)		$T < T_p, C=2.5$	
		$T_p < T < T_L, C=2.5(T_p/T)$	
		$T > T_L, C=2.5(T_p * T_L / T^2)$	
		$C/R \geq 0.11$	
$Sa = \frac{Z * U * C * S}{R} g = 0.1969 g$			

Con los parámetros sísmicos definidos se procede a calcular las ordenadas espectrales del espectro de diseño.

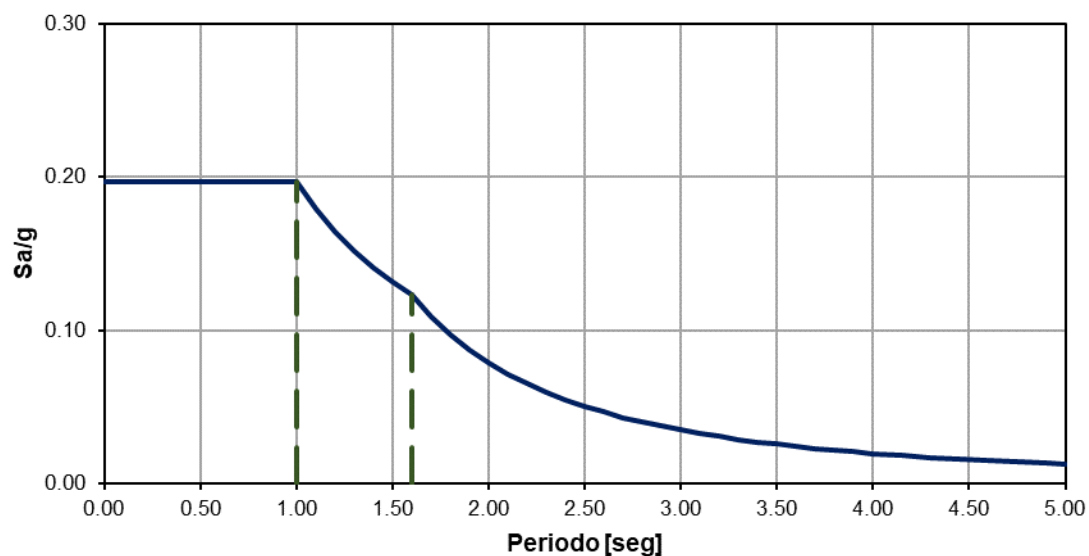
**Tabla 24**

*Aceleración espectral del espectro de diseño*

C	T	Sa/g	C	T	Sa/g	C	T	Sa/g
2.5000	0.00	0.1969	1.5625	1.60	0.1230	0.3906	3.20	0.0308
2.5000	0.10	0.1969	1.3841	1.70	0.1090	0.3673	3.30	0.0289
2.5000	0.20	0.1969	1.2346	1.80	0.0972	0.3460	3.40	0.0272
2.5000	0.30	0.1969	1.1080	1.90	0.0873	0.3265	3.50	0.0257
2.5000	0.40	0.1969	1.0000	2.00	0.0788	0.3086	3.60	0.0243
2.5000	0.50	0.1969	0.9070	2.10	0.0714	0.2922	3.70	0.0230
2.5000	0.60	0.1969	0.8264	2.20	0.0651	0.2770	3.80	0.0218
2.5000	0.70	0.1969	0.7561	2.30	0.0595	0.2630	3.90	0.0207
2.5000	0.80	0.1969	0.6944	2.40	0.0547	0.2500	4.00	0.0197
2.5000	0.90	0.1969	0.6400	2.50	0.0504	0.2323	4.15	0.0183
2.5000	1.00	0.1969	0.5917	2.60	0.0466	0.2163	4.30	0.0170
2.2727	1.10	0.1790	0.5487	2.70	0.0432	0.2020	4.45	0.0159
2.0833	1.20	0.1641	0.5102	2.80	0.0402	0.1890	4.60	0.0149
1.9231	1.30	0.1514	0.4756	2.90	0.0375	0.1773	4.75	0.0140
1.7857	1.40	0.1406	0.4444	3.00	0.0350	0.1666	4.90	0.0131
1.6667	1.50	0.1313	0.4162	3.10	0.0328	0.1600	5.00	0.0126

**Figura 34**

*Espectro de diseño*





### 3.8.6 *Periodo Fundamental de Vibración.*

**Periodo de vibración del módulo 2.** El periodo de vibración de la estructura fue de 0.412 s en la dirección X y de 0.338 s en la dirección Y.

**Figura 35**

Periodo de vibración del módulo 2

**E** Modal Periods And Frequencies

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

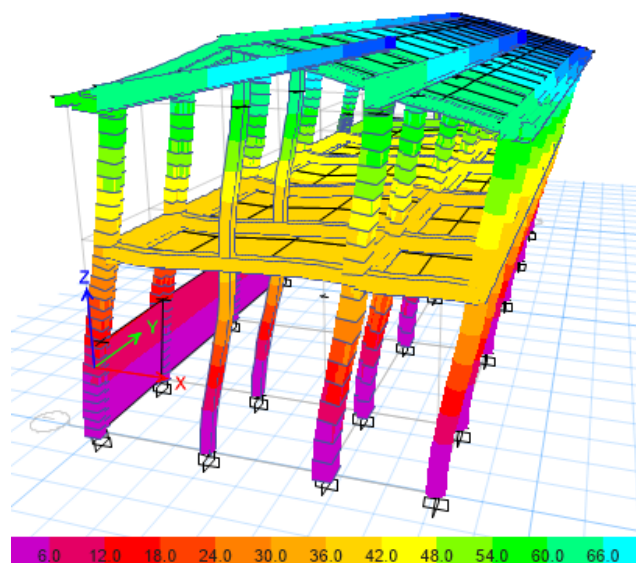
Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None

Filter: None

	Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec
▶	Modal	1	0.412	2.43
	Modal	2	0.338	2.956
	Modal	3	0.191	5.222
	Modal	4	0.116	8.645
	Modal	5	0.105	9.541
	Modal	6	0.102	9.842
	Modal	7	0.097	10.356
	Modal	8	0.092	10.914
	Modal	9	0.089	11.197
	Modal	10	0.085	11.732
	Modal	11	0.083	12.11
	Modal	12	0.072	13.874

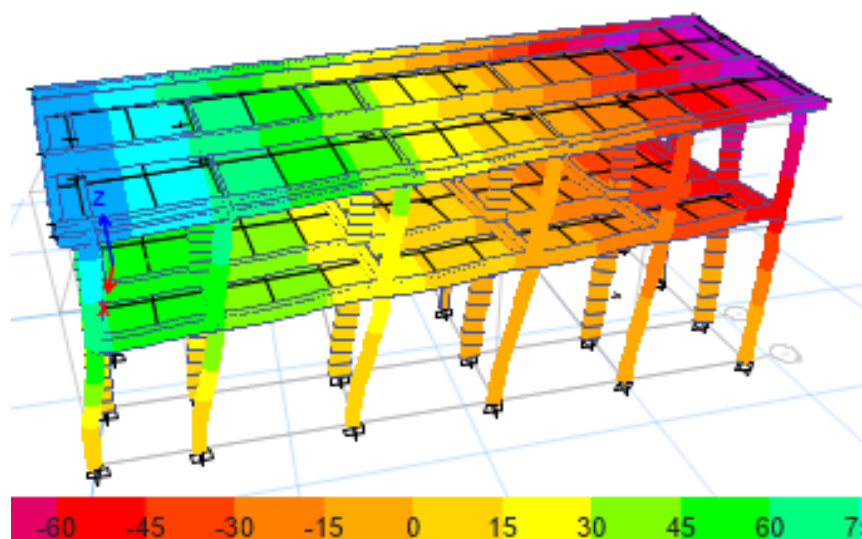
**Figura 36**

*Modo de vibración en X del módulo 2*



**Figura 37**

*Modo de vibración en Y del módulo 2*



**Periodo de vibración del módulo 4.** El periodo de vibración de la estructura fue de 0.492 s en la dirección X y de 0.381 s en la dirección Y.

**Figura 38**

*Periodo de vibración del módulo 4*

#### **E** Modal Periods And Frequencies

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

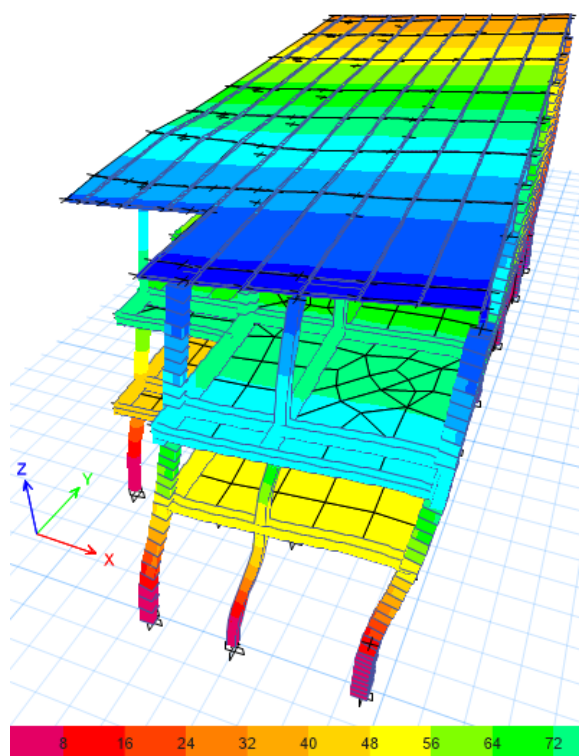
Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None

Filter: None

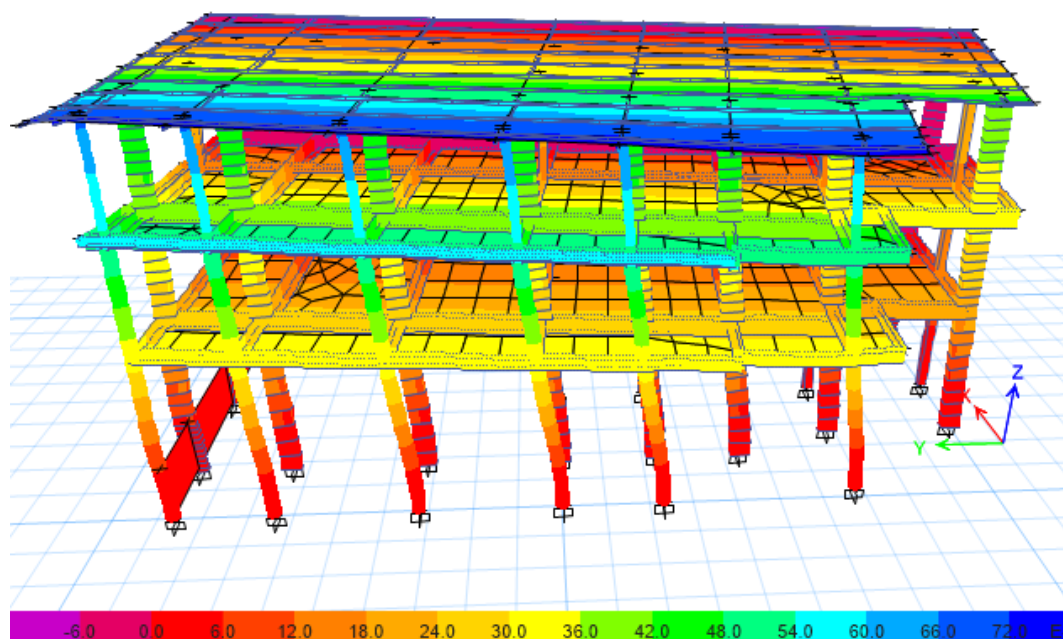
	Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec
►	Modal	1	0.492	2.031
	Modal	2	0.381	2.621
	Modal	3	0.275	3.639
	Modal	4	0.147	6.816
	Modal	5	0.124	8.043
	Modal	6	0.097	10.338
	Modal	7	0.091	10.974
	Modal	8	0.08	12.496
	Modal	9	0.069	14.554
	Modal	10	0.067	14.895
	Modal	11	0.06	16.548
	Modal	12	0.059	16.847

**Figura 39**

*Modo de vibración en X del módulo 4*

**Figura 40**

*Modo de vibración en Y del módulo 4*



### 3.8.7 Definición del cortante basal.

En primer lugar, se procede a determinar la relación entre el valor de  $ZUCS/R$

$$\frac{Z * U * C * S}{R} = \frac{0.35 * 1.5 * 2.5 * 1.20}{8} = \mathbf{0.1969}$$

Este factor calculado de 0.1969 es el factor que ingresará al software en el análisis estático junto con el coeficiente  $k$ , el cual depende de:

Para  $T \leq 0.5$ , entonces:  $k = 1.0$ .

Para  $T > 0.5$ , entonces:  $k = (0.75 + 0.5 * T) \leq 2.0$ .

Para nuestro caso:

$$k = 1$$

#### 3.8.7.1 Cortante basal estático en módulo 2.

Se calcula el peso de la estructura y el cortante basal.

**Tabla 25**

*Masa y peso del módulo 2*

Nivel	Masa (Tn-s <sup>2</sup> /m)	Peso (Tn)
2	14.740	144.598
1	13.813	135.506
Total	28.553	280.103

Se realiza el cálculo del cortante en la base según la norma E.030.

$$V = \frac{ZUCS}{R} * P$$

$$V = 0.1969 * 280.103 \rightarrow 55.15 \text{ Tn}$$

#### 3.8.7.2 Cortante basal estático en módulo 4.

Se calcula el peso de la estructura y el cortante basal.

**Tabla 26***Masa y peso del módulo 4*

Nivel	Masa (Tn-s <sup>2</sup> /m)	Peso (Tn)
3	2.209	21.670
2	20.378	199.908
1	20.884	204.872
Total	43.471	426.451

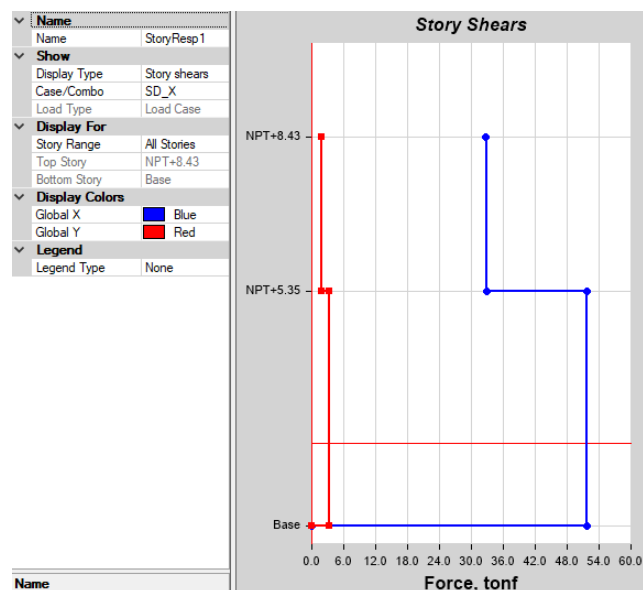
Se realiza el cálculo del cortante en la base según la norma E.030.

$$V = \frac{ZUCS}{R} * P$$

$$V = 0.1969 * 426.451 \rightarrow 83.97 \text{ Tn}$$

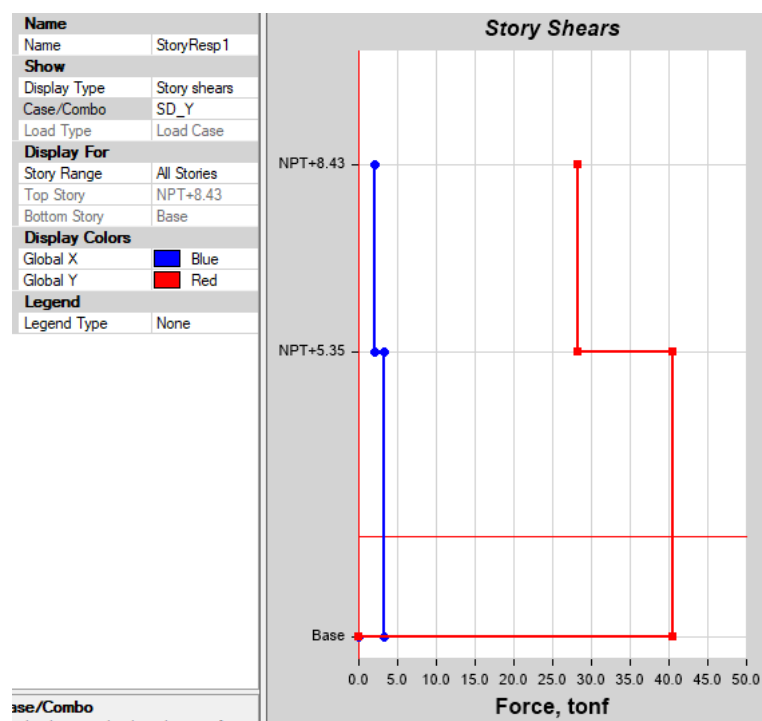
### 3.8.8 Verificación del cortante mínimo en el análisis modal espectral.

En Etabs se incorpora el espectro de diseño definido anteriormente, y se debe verificar que el cortante dinámico producto del espectro de diseño no debe ser menor que el 80 % del cortante estático (E. 030). En este contexto, se procede a calcular el cortante dinámico como se ilustra en las figuras 41, 42 y se verifica su escalamiento en la tabla 27.

**Figura 41***Cortante dinámico para el sismo dinámico en X del módulo 2*

**Figura 42**

*Cortante dinámico para el sismo dinámico en Y del módulo 2*

**Tabla 27**

*Verificación de la fuerza cortante mínima en el módulo 2*

Dirección X		Dirección Y	
Vest	55.15	Vest	55.15
Vdin	51.693	Vdin	40.453
0.80Vest	44.12	0.80Vest	44.12
No se escala		Factor de escala: 1.091	

**Tabla 28**

*Fuerza cortante mínima en el módulo 2, luego de escalar.*

Dirección X		Dirección Y	
Vest	55.15	Vest	55.15
Vdin	51.693	Vdin	44.12
0.80Vest	44.12	0.80Vest	44.12

De igual manera se procede para el módulo 4.

Figura 43

Cortante dinámico para el sismo dinámico en X del módulo 4

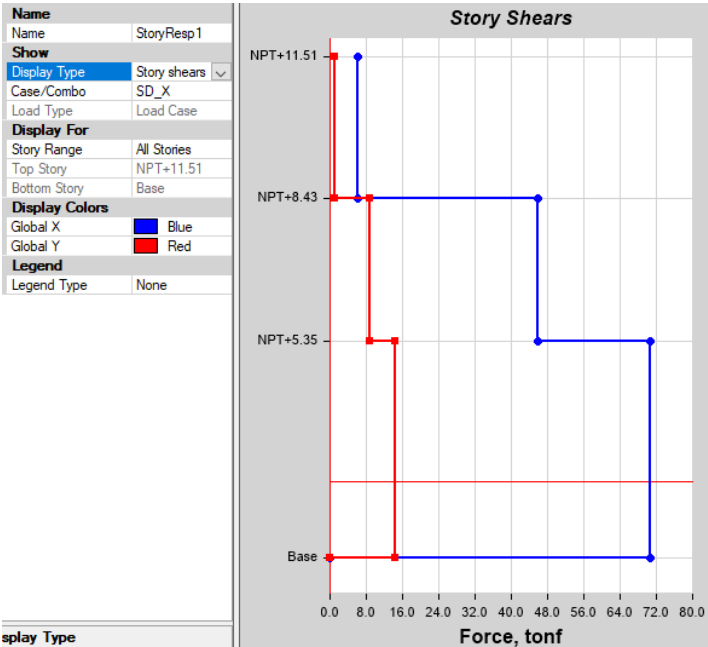
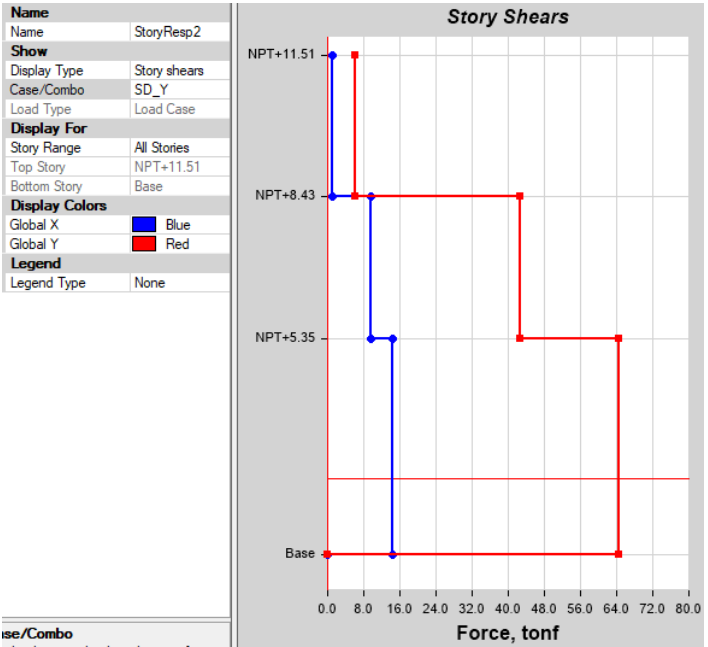


Figura 44

Cortante dinámico para el sismo dinámico en Y del módulo 4



**Tabla 29**

*Verificación de la fuerza cortante mínima en el módulo 4*

Dirección X		Dirección Y	
Vest	83.97	Vest	83.97
Vdin	70.752	Vdin	64.47
0.80Vest	67.176	0.80Vest	67.176
No se escala		Factor de escala: 1.042	

**Tabla 30**

*Fuerza cortante mínima en el módulo 4, luego de escalar.*

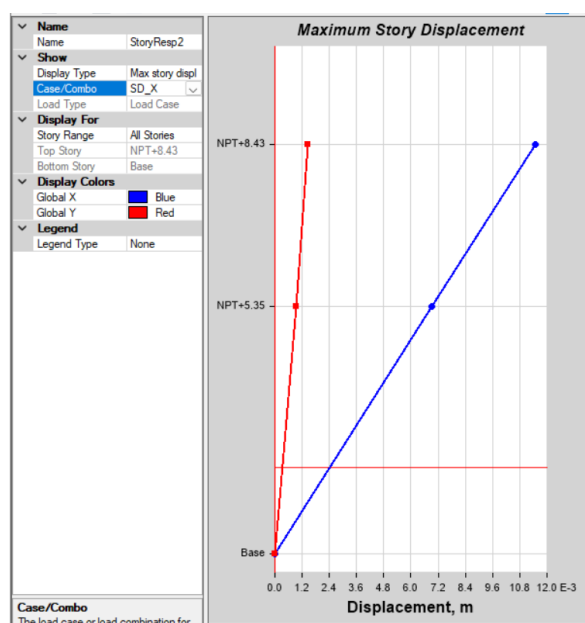
Dirección X		Dirección Y	
Vest	83.97	Vest	83.97
Vdin	70.752	Vdin	67.176
0.80Vest	67.176	0.80Vest	67.176

### 3.8.9 Cálculo de desplazamientos.

#### Módulo 2.

**Figura 45**

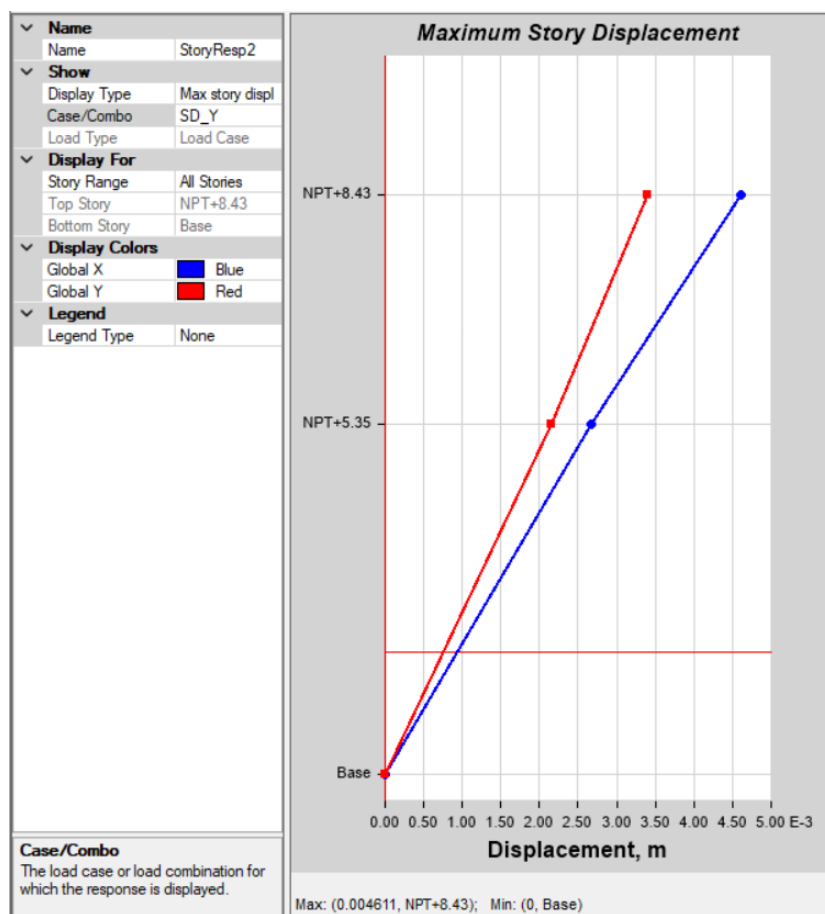
*Desplazamientos del módulo 2 en dirección X*





**Figura 46**

*Desplazamientos del módulo 2 en dirección Y*

**Tabla 31**

*Desplazamientos del módulo 2*

Desplazamientos en la estructura			
Nivel	Altura (m)	$\delta x$ (m)	$\delta y$ (m)
2	8.43	0.01150	0.00339
1	5.35	0.00691	0.00215

Módulo 4.

Figura 47

Desplazamientos del módulo 4 en dirección X

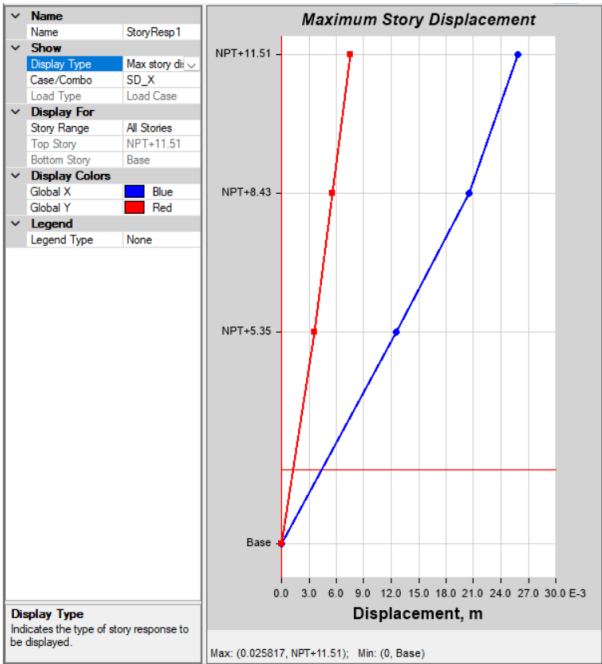
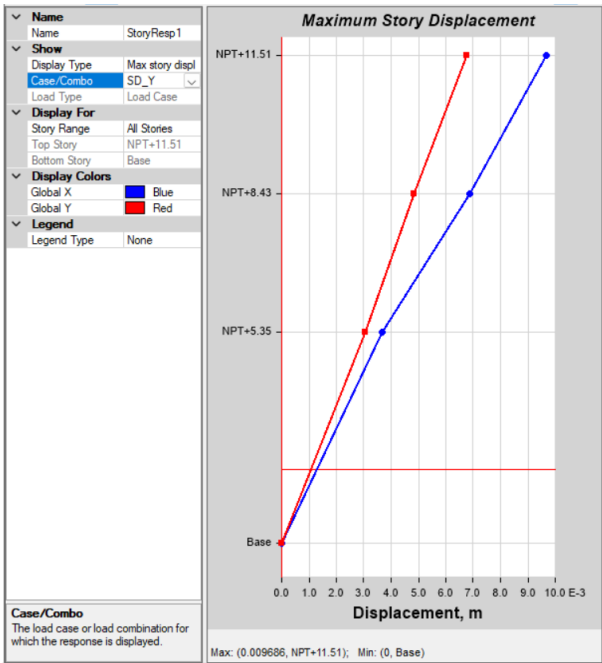


Figura 48

Desplazamientos del módulo 4 en dirección Y



**Tabla 32**

Desplazamientos del módulo 4

Desplazamientos en el módulo 4			
Nivel	Altura (m)	$\delta_x$ (m)	$\delta_y$ (m)
3	11.51	0.02582	0.00678
2	8.43	0.02056	0.00485
1	5.35	0.01253	0.00306

**3.8.10 Cálculo de derivas.**

Para calcular las derivas elásticas se usa la siguiente expresión.

$$\Delta_{elástico\ i} = \frac{\delta_i - \delta_{i-1}}{h_i}$$

Además, según la norma E.030, se debe multiplicar por 0.75 R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas para estructuras regulares y por 0.85R en estructuras irregulares, lo que nos conlleva a las siguientes tablas 33 y 34.

**Módulo 2.****Figura 49**

*Grafica de derivas del módulo 2 en dirección X*

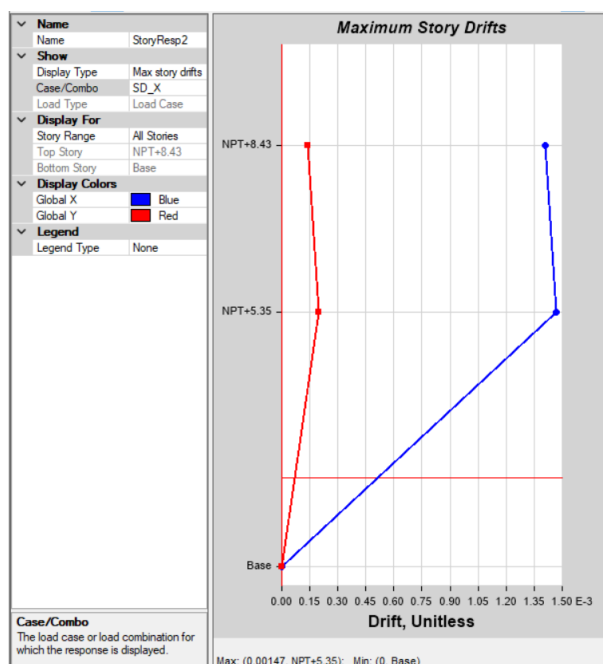


Tabla 33

*Derivas del módulo 2 en dirección X*

Deriva en Dirección X-X				Verificación ( $\Delta_i < 0.007$ )
Nivel	Altura (m)	Drift elástico ( $\Delta_e$ )	Drift inelástico ( $\Delta_i$ )	
2	8.43	0.001411	0.00847	No cumple
1	5.35	0.00147	0.00882	No cumple

Figura 50

*Grafica de derivas del módulo 2 en dirección Y*

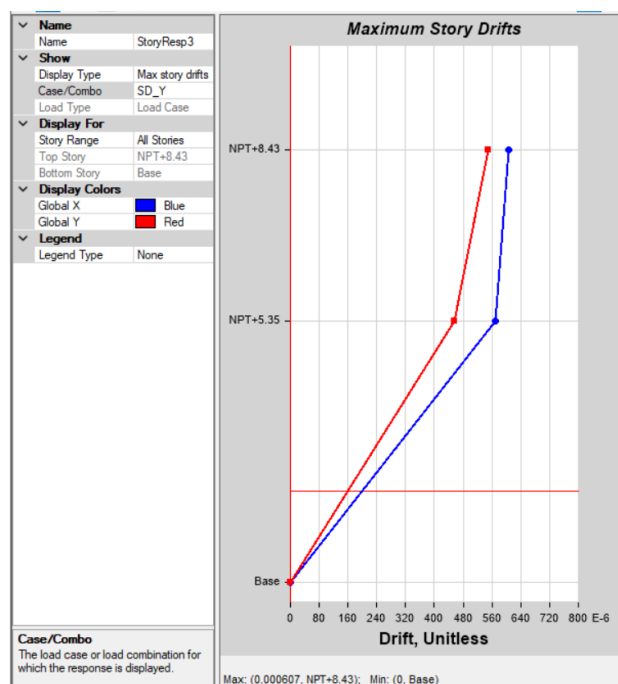


Tabla 34

*Derivas del módulo 2 en dirección Y*

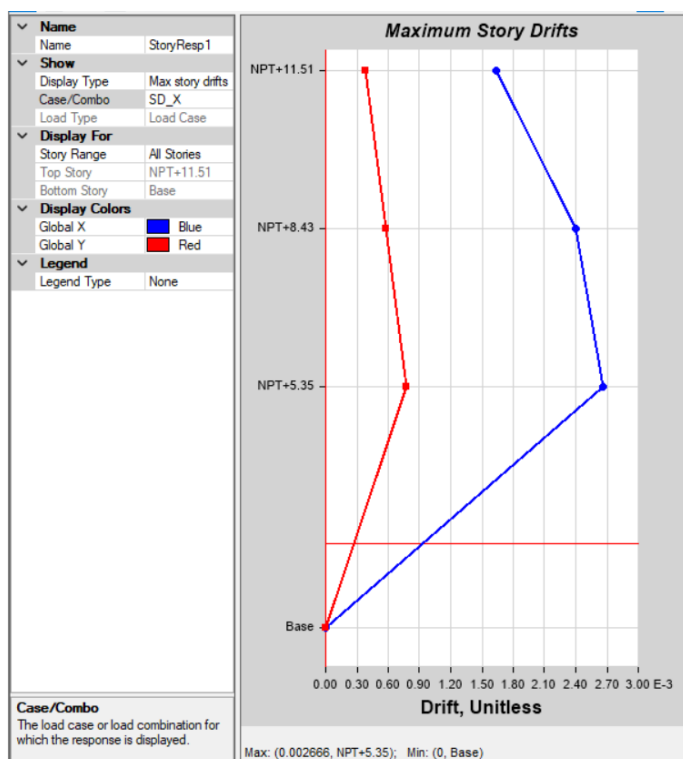
Deriva en Dirección Y-Y				Verificación ( $\Delta_i < 0.007$ )
Nivel	Altura (m)	Drift elástico ( $\Delta_e$ )	Drift inelástico ( $\Delta_i$ )	
2	8.43	0.00055	0.00330	Cumple
1	5.35	0.000457	0.00274	Cumple

De las tablas 33 y 34, se observa que la estructura no cumple el límite de derivas más permitidas en la dirección X, pero si las cumple en la dirección Y, siendo el valor máximo tolerable de 7 %.

#### Módulo 4.

**Figura 51**

*Grafica de derivas del módulo 4 en dirección X*



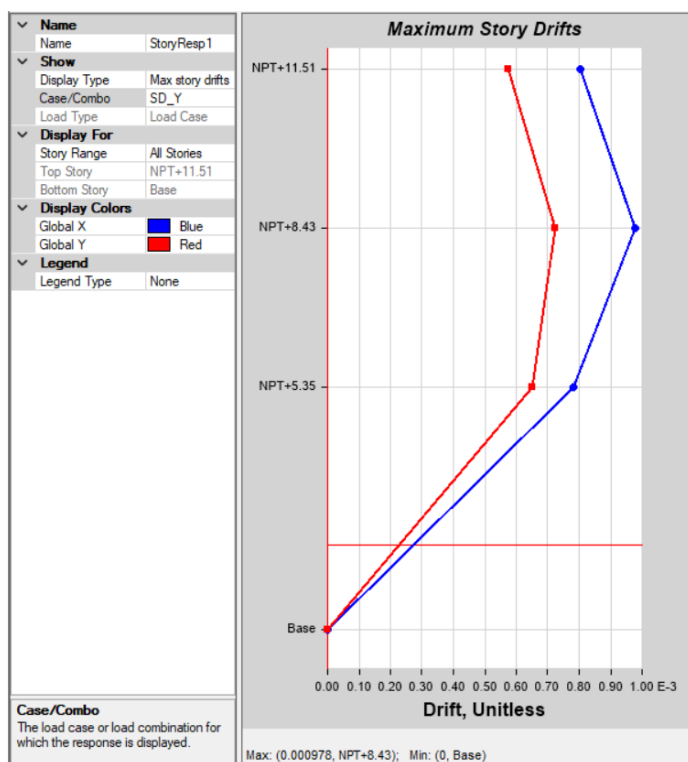
**Tabla 35**

*Derivas del módulo 4 en dirección X*

Deriva en Dirección X-X				
Nivel	Altura (m)	Drift elástico ( $\Delta_e$ )	Drift inelástico ( $\Delta_i$ )	Verificación ( $\Delta_i < 0.007$ )
3	11.51	0.001641	0.00985	No cumple
2	8.43	0.002396	0.01438	No cumple
1	5.35	0.002666	0.01600	No cumple

**Figura 52**

*Grafica de derivas del módulo 4 en dirección Y*

**Tabla 36**

*Derivas del módulo 4 en dirección Y*

Deriva en Dirección Y-Y				
Nivel	Altura (m)	Drift elástico ( $\Delta_e$ )	Drift inelástico ( $\Delta_i$ )	Verificación ( $\Delta_i < 0.007$ )
3	11.51	0.000803	0.00482	Cumple
2	8.43	0.000977	0.00586	Cumple
1	5.35	0.000779	0.00467	Cumple

De las tablas 35 y 36, se observa que la estructura no cumple el límite de derivas más permitidas en la dirección X, pero si las cumple en la dirección Y, siendo el valor máximo tolerable de 7 %.

### 3.8.11 Análisis estático no lineal.

Para incorporar el análisis estático no lineal en Etabs para ambas direcciones ortogonales de la estructura, se crea un nuevo caso de carga y como la estructura ya está sometida a la Carga Gravitacional no Lineal (CGNL) como se mostró anteriormente, se continuará con este estado. En este caso de carga se debe asignar un nodo o punto de control lo más cercano al centro de masa del último nivel, cuyo parámetro debe ser el 4 % de la altura del edificio, en este sentido, para el módulo 2 se tiene un valor de 0.30 m y para el módulo 4 un valor de 0.368 m.

**Figura 53**

*Definición de la carga estática no lineal*

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

- General:**
  - Load Case Name: AENL-X
  - Load Case Type: Nonlinear Static
  - Mass Source: MsSrc1
  - Analysis Model: Default
- Initial Conditions:**
  - ☒ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)
  - Nonlinear Case: CGNL
- Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	1	1
- Other Parameters:**
  - Modal Load Case: Modal
  - Geometric Nonlinearity Option: P-Delta
  - Load Application: Displacement Control
  - Results Saved: Multiple States
  - Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis
  - Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event-to-Event

Buttons at the bottom: OK, Cancel.

### 3.8.12 Asignación de rótulas plásticas.

Según el ASCE 41-17 (2017) las rótulas plásticas en un elemento estructural indican la demanda en que el momento excede la capacidad elástica y la sección entra en comportamiento plástico. Es decir, entra a su capacidad cedente y última en términos de curvaturas, rotaciones o desplazamientos.

La asignación de rótulas plásticas en las vigas se hará en función del ASCE 41-17 (2017) según la Tabla 10-7 y para las columnas según la Tabla 10-8 de la presente norma, como se muestra a continuación en la tabla 37 y 38.

**Tabla 37:**

*Parámetros para la asignación de rótulas plásticas en vigas*

Conditions	Modeling Parameters <sup>a</sup>			Acceptance Criteria <sup>a</sup>				
	Plastic Rotation Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle (radians)				
				Performance Level				
	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	IO	LS	CP		
Condition i. Beams controlled by flexure <sup>b</sup>								
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Transverse reinforcement <sup>c</sup>	$\frac{V^d}{b_w d \sqrt{f_c E}}$						
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	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)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	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
Condition ii. Beams controlled by shear <sup>b</sup>								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02		0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01		0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span <sup>b</sup>								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint <sup>b</sup>								
			0.015	0.03		0.01	0.02	0.03

*Nota.* Tomado del ASCE 41-17 (2017)



Tabla 38

*Parámetros para la asignación de rótulas plásticas en columnas*

Modeling Parameters	Acceptance Criteria		
	Plastic Rotation Angle (radians)		
	Performance Level		
	IO	LS	CP
Plastic Rotation Angles, $a$ and $b$ (radians) Residual Strength Ratio, $c$			
Columns not controlled by inadequate development or splicing along the clear height <sup>a</sup> $a = \left( 0.042 - 0.043 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} + 0.63 \rho_t - 0.023 \frac{V_{yE}}{V_{ColOE}} \right) \geq 0.0$ $\text{For } \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \leq 0.5 \left\{ b = \frac{0.5}{5 + \frac{N_{UD}}{0.8 A_g f'_{cE}} \frac{1}{\rho_t} \frac{f'_{cE}}{f_{yIE}}} - 0.01 \geq a^a \right.$ $c = 0.24 - 0.4 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \geq 0.0$	0.15 $a$ $\leq 0.005$	0.5 $b^b$	0.7 $b^b$
Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height <sup>c</sup> $a = \left( \frac{1}{8} \frac{\rho_t f_{yIE}}{\rho_t f_{yIE}} \right) \geq 0.0$ $b = \left( 0.012 - 0.085 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} + 12 \rho_t^e \right) \geq 0.0$ $c = 0.15 + 36 \rho_t \leq 0.4$	0.0	0.5 $b$	0.7 $b$

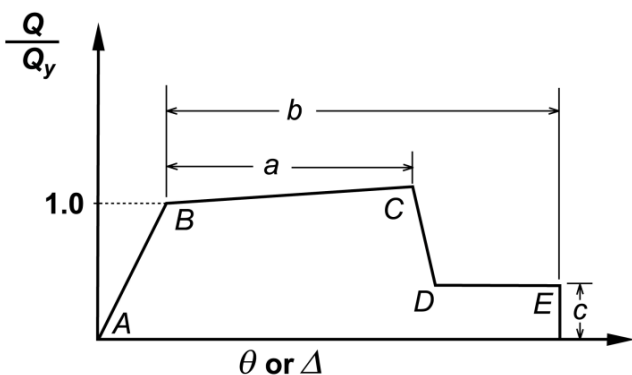
Notes:  $\rho_t$  shall not be taken as greater than 0.0175 in any case nor greater than 0.0075 when ties are not adequately anchored in the core. Equations in the table are not valid for columns with  $\rho_t$  smaller than 0.0005.

Nota. Tomado del ASCE 41-17 (2017)

De las tablas 37 y 38, los valores “a”, y “b” indican los ángulos de rotación plástica y el valor “c” indica la relación del esfuerzo residual en diferentes rangos de aceptación IO (Ocupación inmediata), LS (Seguridad de vida) y CP (Prevención de colapso). En este contexto, se genera en cada elemento estructural una curva normalizada fuerza vs deformación y/o fuerza vs rotación, en donde el tramo AB representa una pendiente elástica, el punto B indica el inicio de la fluencia, el tramo BC representa la pendiente post fluencia, el tramo CD indica la degradación de la resistencia y el punto E indica la pérdida total de la resistencia.

**Figura 54**

*Gráfica normalizada de la fuerza vs deformación en elementos estructurales*



*Nota.* Tomado del ASCE 41-17 (2017)

En el programa Etabs, las tablas 37 y 38 mostradas, mencionadas tanto para vigas como columnas ya están incorporadas al definir las rótulas plásticas, tal como se detalla en las siguientes figuras 55 y 56.

**Figura 55**

*Definición de rótulas plásticas en vigas*

**E** Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type  
From Tables In ASCE 41-17

Select a Hinge Table  
Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item 1

Degree of Freedom  
☐ M2  
☒ M3

Hysteresis Type: Isotropic Modify/Show

V Value From  
☒ Case/Combo: AENL-X  
☐ User Value

Transverse Reinforcing  
☒ Transverse Reinforcing is Conforming

Reinforcing Ratio (p - p') / pbalanced  
☒ From Current Design  
☐ User Value (for positive bending)

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity  
☒ Drops Load After Point E  
☐ Is Extrapolated After Point E

OK Cancel

**Figura 56**

*Definición de rótulas plásticas en columnas*

**Auto Hinge Assignment Data**

Auto Hinge Type: From Tables in ASCE 41-17

Select a Hinge Table: Table 10-8 and 10-9 (Concrete Columns)

Degree of Freedom: ☐ M2 ☐ P-M2 ☐ Parametric P-M2-M3 ☐ M3 ☐ P-M3 ☐ M2-M3 ☒ P-M2-M3

P Values From: ☒ Case/Combo ☐ User Value  
Gravity: CGNL  
Gravity + Lateral: AENL-X

Concrete Column Behavior: ☒ Not Controlled by Inadequate Development or Splicing ☐ Controlled by Inadequate Development or Splicing

Shear Reinforcing Ratio  $p = A_v / (b_w \cdot s)$ : ☒ From Current Design ☐ User Value

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity: ☒ Drops Load After Point E ☐ Is Extrapolated After Point E

Shear Demand at Flexural Yielding / Shear Capacity ( $V_yE / V_{col0E}$ ): ☒ Program Calculated ☐ User-specified Shear Demand,  $V_yE$   
 $V_2$   $V_3$   
☐ User-specified Ratio,  $V_yE / V_{col0E}$   
 $V_2$   $V_3$

Shear Reinforcement Spacing Ratio ( $s/d$ ): ☒ From Current Design ☐ User Value

OK Cancel

Las propiedades de las rótulas plásticas se pueden apreciar en las figuras 57 y 58.

**Figura 57**

*Gráfica normalizada de las propiedades de las rótulas plásticas para una viga.*

**Hinge Property Data for ROT-2 - Moment M3**

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0.2	-0.02
D-	-0.2	-0.003
C-	-1.1	-0.003
B-	-1	-0
A	0	0
B	1	0
C	1.1	0.003
D	0.2	0.003
E	0.2	0.02

☒ Symmetric

Additional Backbone Curve Points:  
☐ BC - Between Points B and C  
☐ CD - Between Points C and D

Scaling for Moment and Rotation:  
☒ Use Yield Moment Moment SF Positive Negative tonf-m  
☐ Use Yield Rotation Rotation SF Positive Negative (Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF):  
☒ Immediate Occupancy 0.0015  
☐ Life Safety 0.01  
☐ Collapse Prevention 0.02  
☐ Show Acceptance Criteria on Plot

Type: ☒ Moment - Rotation ☐ Moment - Curvature  
Hinge Length:   
☒ Relative Length

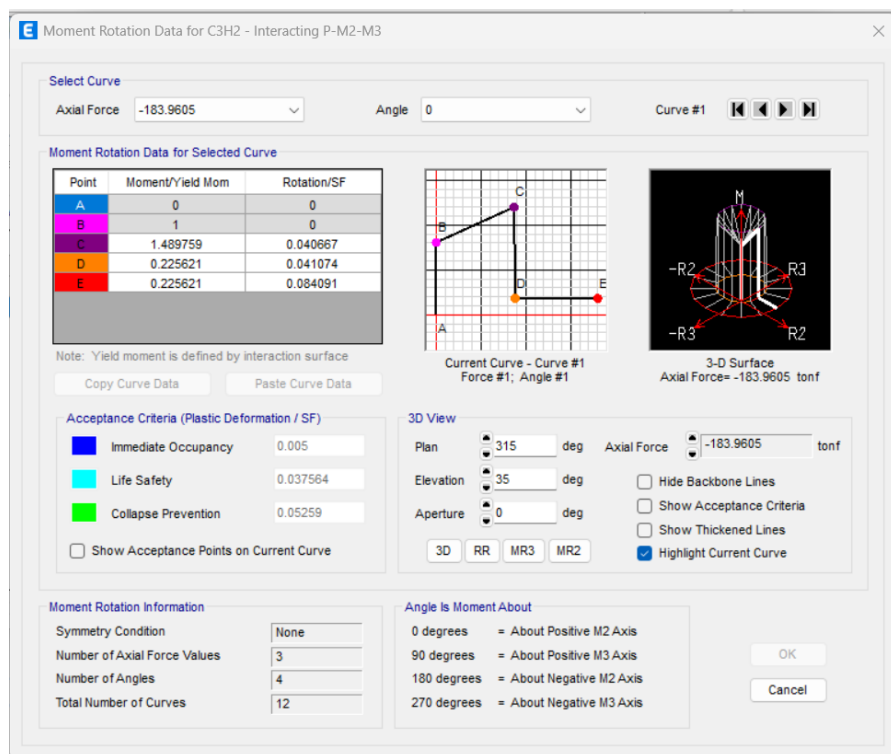
Load Carrying Capacity Beyond Point E: ☒ Drops To Zero ☐ Is Extrapolated

Hysteresis Type and Parameters:  
Hysteresis: Isotropic  
No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

OK Cancel

**Figura 58**

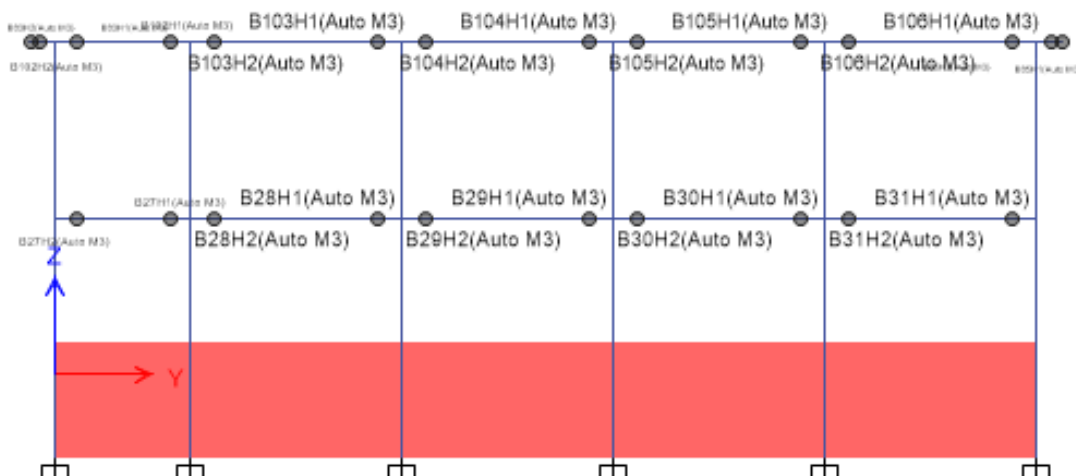
*Gráfica normalizada de las propiedades de las rótulas plásticas para una Columna*



Luego de definidas y posteriormente asignadas las rótulas plásticas, estas se pueden apreciar en el modelo estructural, como se observa en las siguientes figuras 59, 60, 61 y 62.

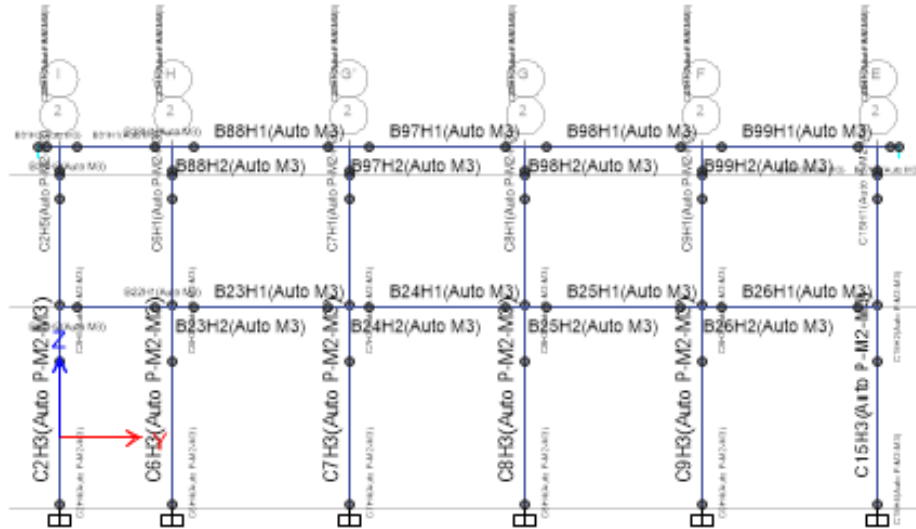
**Figura 59**

*Asignación de las rótulas plásticas en vigas para el módulo 2*

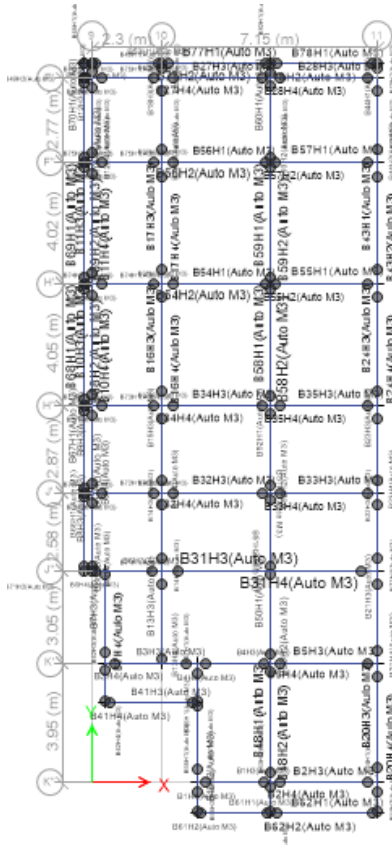


**Figura 60**

*Asignación de las rótulas plásticas en columnas para el módulo 2*

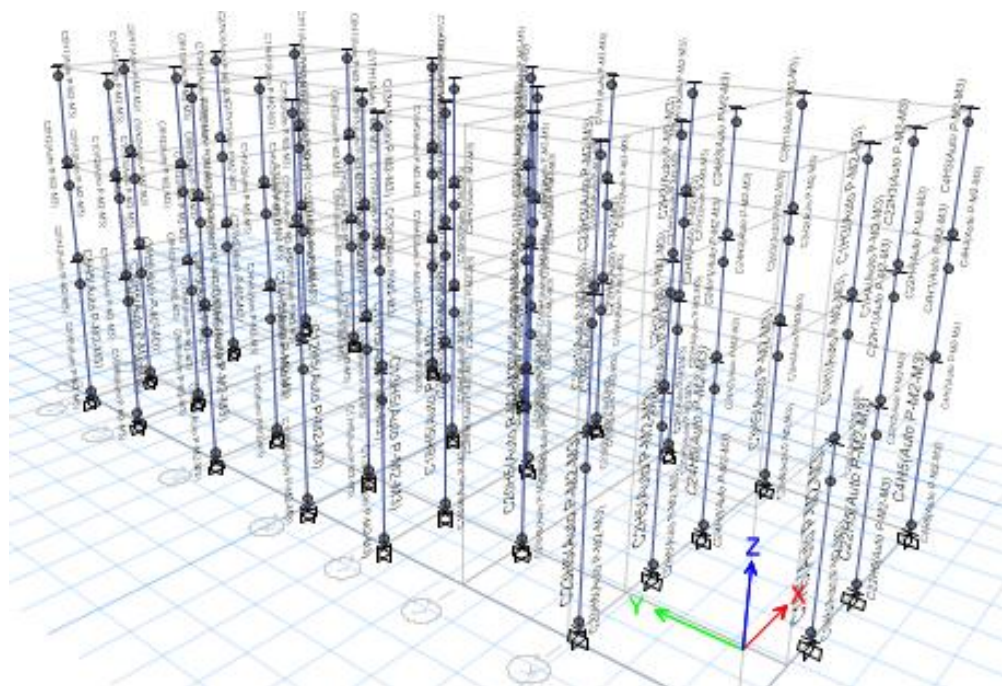
**Figura 61**

*Asignación de las rótulas plásticas en vigas para el módulo 4*



**Figura 62**

*Asignación de las rótulas plásticas en columnas para el módulo 4*



### 3.8.13 Niveles de control de daño.

Según el ASCE/SEI 41-17 (2017), los niveles de control de daño son: Muy ligero, Ligero, moderado y severo. Como se puede apreciar en la tabla 39, para los respectivos niveles objetivo de desempeño.

**Tabla 39**

*Niveles objetivo de desempeño y control de daño en estructuras*

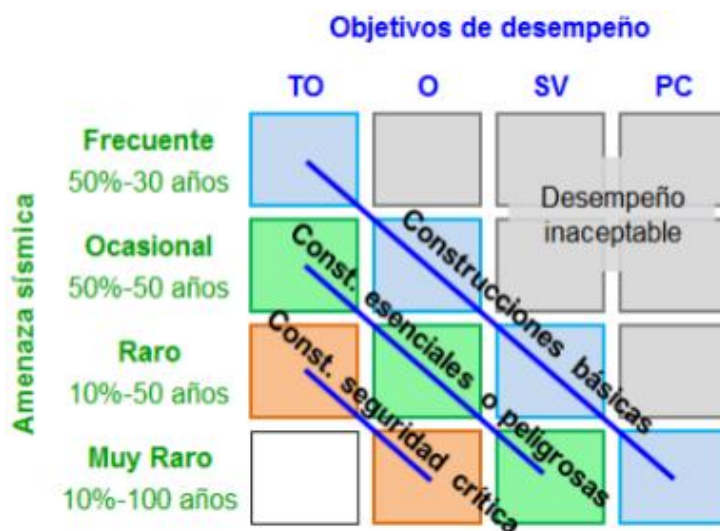
Nivel objetivo de desempeño	Daño global
Operacional (1-A)	Muy Ligero
Ocupación Inmediata (1-B)	Ligero
Seguridad de Vida (3-C)	Moderado
Prevención del Colapso (5-D)	Severo

*Nota:* Adaptado ASCE 41-17 (2017).

Luego, en base a los niveles de control de daño y la amenaza sísmica, el Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995) relaciona la amenaza sísmica y los niveles de desempeño como sigue:

**Figura 63**

*Nivel de desempeño esperados según Comité VISION 2000*



*Nota.* Tomado de Crisafulli (2018).

En este contexto, de la figura 63 se considera en el territorio nacional, en base a la norma E.030 una construcción Básica como una edificación Común (C), una construcción Esencial o Peligrosa es una edificación Importante (B) y una construcción De Seguridad Crítica es una edificación Esencial (A), lo que nos lleva a la siguiente tabla 40.

**Tabla 40**

*Desempeño sísmico en diferentes tipos de edificaciones bajo demanda sísmica*

SISMO	OBJETIVOS DE DESEMPEÑO				
	OPERACIONAL	OPERACIÓN INMEDIATA	SEGURIDAD DE VIDA	PREVENCIÓN AL COLAPSO	COLAPSO
Frecuente	Común				
Ocasional	Importante	Común			
Raro	Esencial	Importante	Común		
Muy raro		Esencial	Importante	Común	



### 3.8.14 Demanda sísmica.

#### 3.8.14.1 Espectros de peligro uniforme obtenidos del peligro sísmico con R-CRISIS.

Para estimar el peligro sísmico en el Perú y los respectivos espectros de peligro uniforme se ha hecho uso del programa R-CRISIS en su versión 20.3.0 (Ordaz & Salgado-Gálvez, 2019). El cual ha sido desarrollado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, México. Este programa es ampliamente usado para computar los niveles de peligro o amenaza sísmica en un determinado lugar en función de diversos parámetros como son las leyes de atenuación, fuentes sismogénicas, periodo de retorno, distancias focales, epicentrales, magnitudes de sismos, etc.

**Figura 64**

*Programa R-CRISIS v20.3.0*



Para las fuentes de subducción de interfase e intraplaca se han usado las leyes de atenuación de Youngs et al. (1997) y para los sismos corticales las leyes de atenuación de Campbell y Bozorgnia (2014).



**Figura 65***Incorporación de fuentes sismogénicas en el territorio nacional*

Se ha generado 4 mapas de peligro sísmico para cada demanda sísmica variando el periodo de retorno, según el peligro sísmico considerado en la tabla 41.

**Tabla 41***Nivel de peligro sísmico*

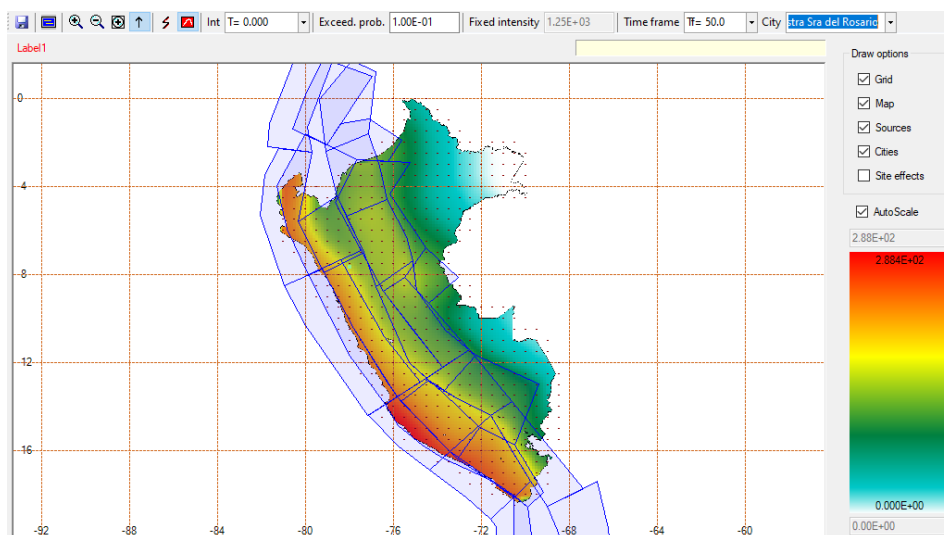
Nivel de peligro sísmico	Período medio de retorno T (años)	Probabilidad de excedencia
Frecuente	43	50 % en 30 años
Ocasional	72	50 % en 50 años
Raro	475	10 % en 50 años
Muy Raro	970	10 % en 100 años

*Nota.* Tomado de SEAOC (1995).

A modo de ejemplo, se muestra el mapa de peligro sísmico para un periodo de retorno de 475 años.

**Figura 66**

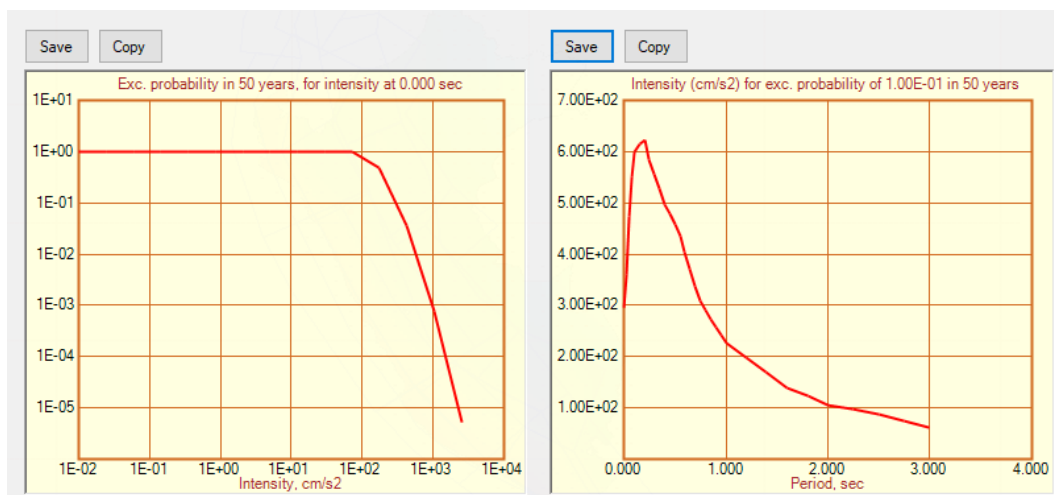
Mapa de peligro sísmico para un periodo de retorno de 475 años (10 % de probabilidad de excedencia en 50 años)



Ubicando la coordenada de nuestra zona de estudio obtenemos la probabilidad de excedencia y el espectro de peligro uniforme correspondiente al periodo de retorno indicado, en este caso se muestra para el periodo de retorno de 475 años.

**Figura 67**

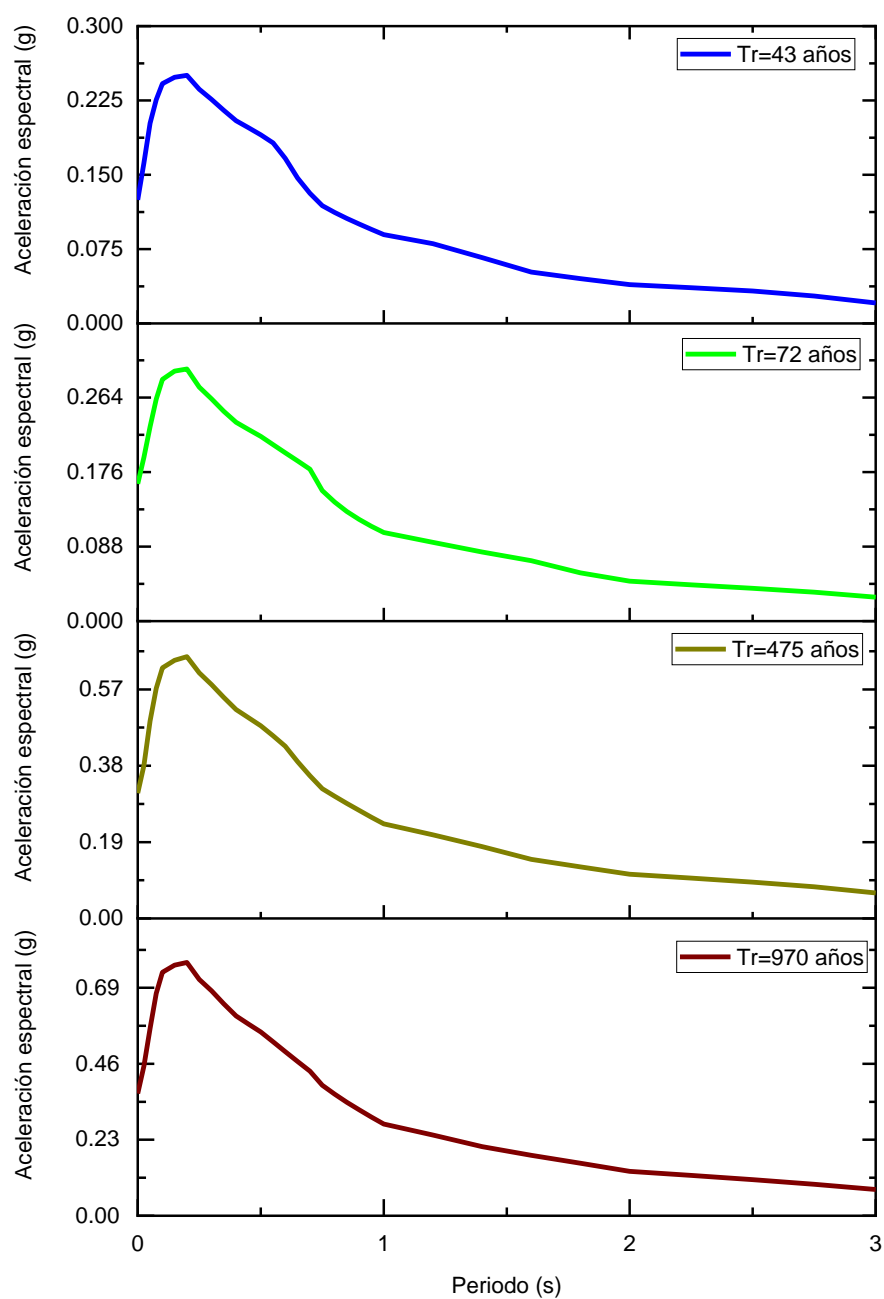
*Probabilidad de excedencia y espectro de peligro uniforme para un periodo de retorno de 475 años (10 % de probabilidad de excedencia en 50 años)*



Finalmente, para cada periodo de retorno se tienen los siguientes espectros de peligro uniforme.

**Figura 68**

*Espectros de peligro uniforme para diferentes periodos de retorno*

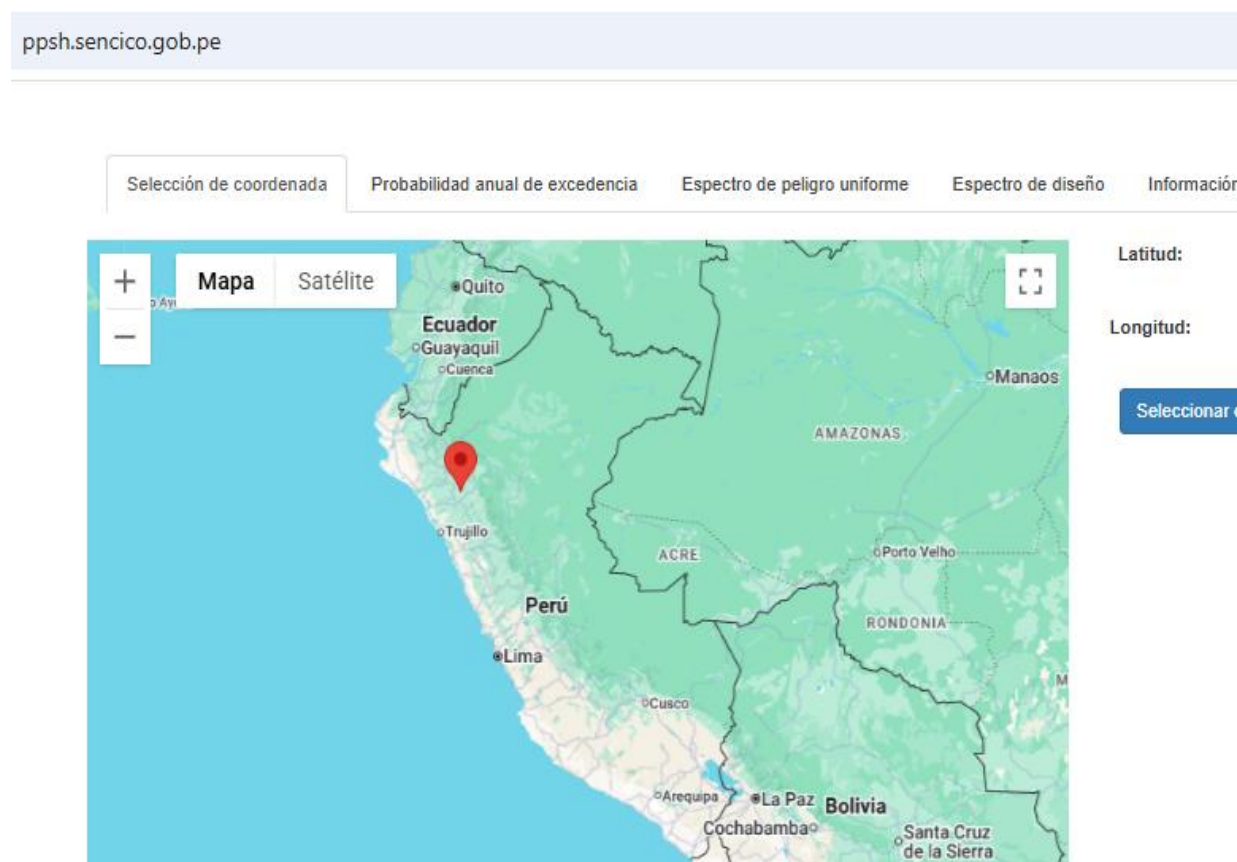


### 3.8.14.2 Espectros de peligro uniforme obtenidos del aplicativo web de SENCICO.

En los últimos años, en Perú, el Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (SENCICO) ha desarrollado un aplicativo web (<http://ppsh.sencico.gob.pe/>) que permite a los usuarios obtener la probabilidad anual de excedencia y los espectros de peligro uniforme (EPU) del territorio nacional para diferentes periodos de retorno, por consiguiente, en esta investigación se ha hecho uso de esta herramienta para estimar los EPU como se ilustra en la figura 69.

**Figura 69**

*Aplicativo web de EPU de SENCICO*

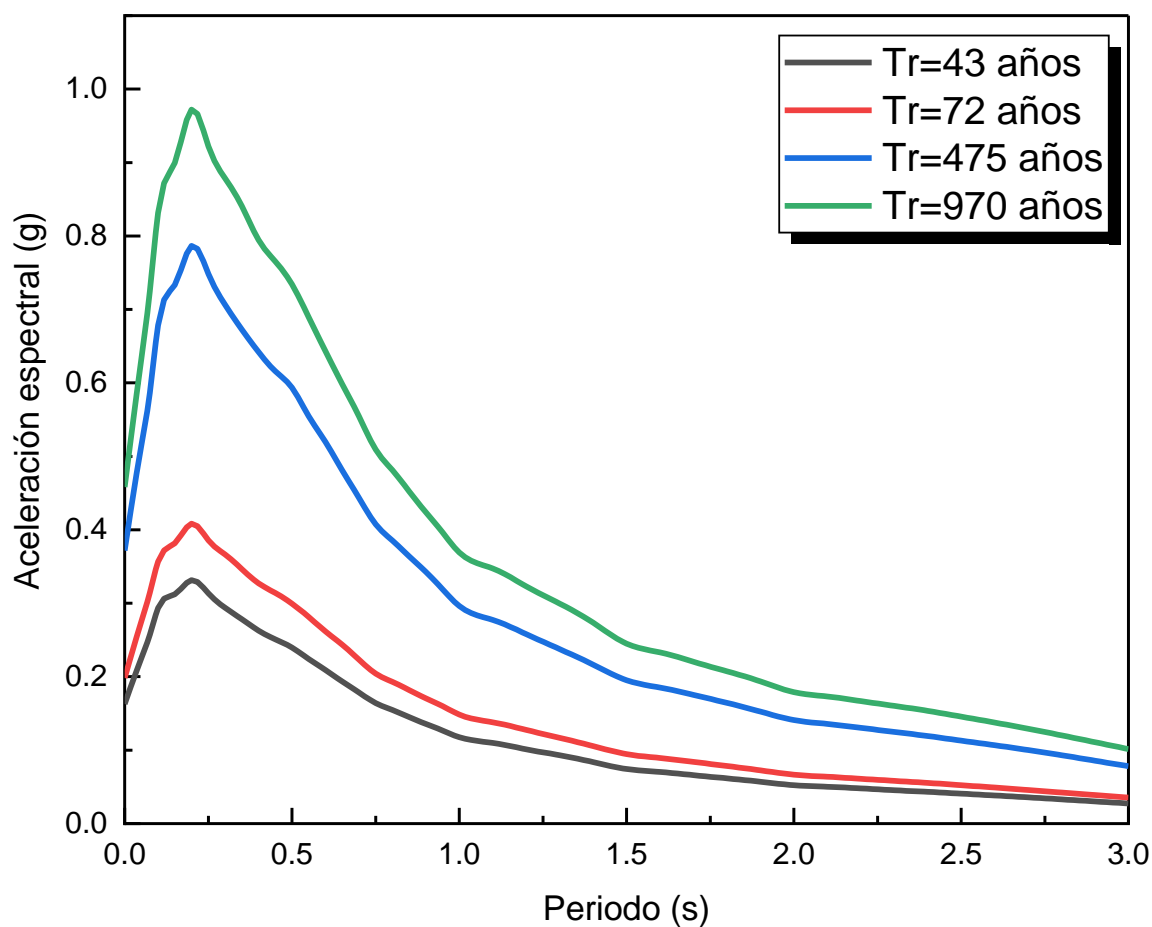


*Nota:* Tomado de <http://ppsh.sencico.gob.pe/>

Los espectros de peligro uniforme (EPU) obtenido del aplicativo web de SENCICO para los sismos frecuentes, ocasionales, raros y muy raros se muestran en la figura 70.

**Figura 70**

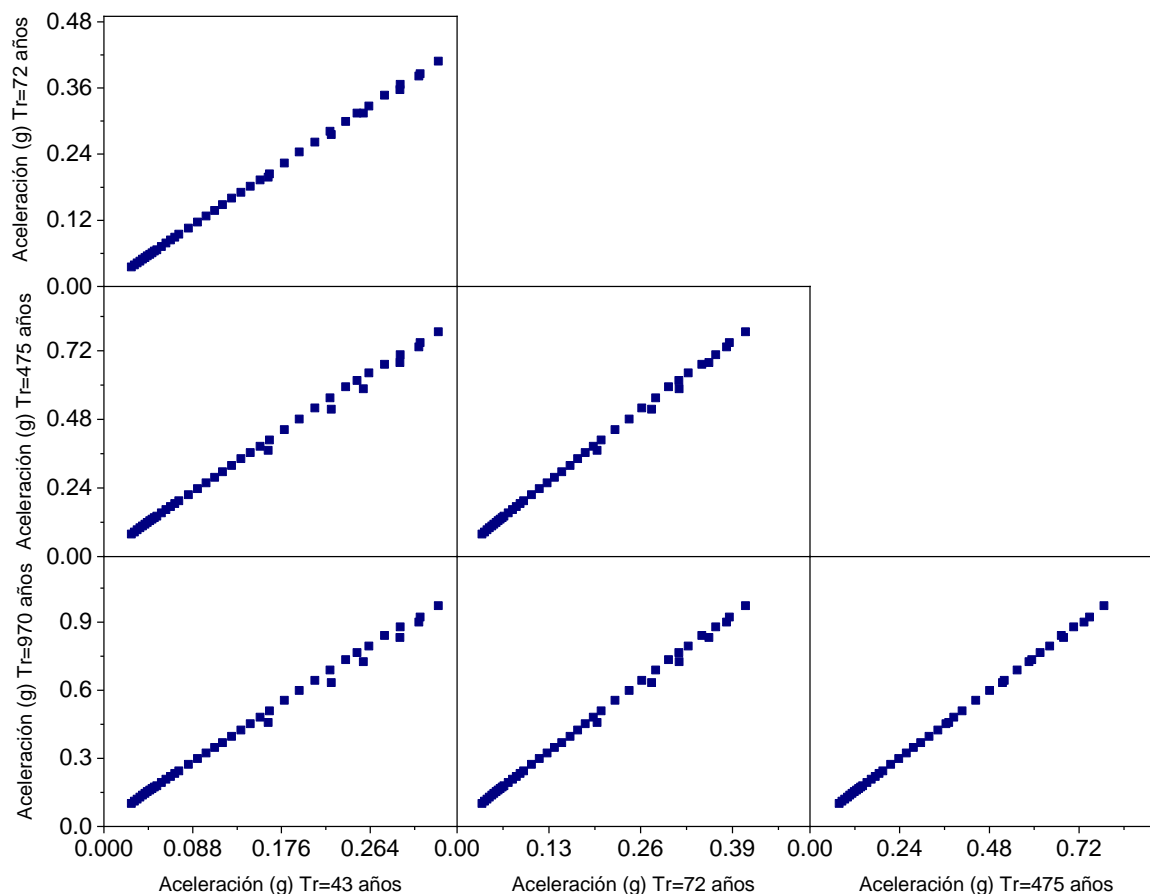
*Espectros de peligro uniforme para la zona de estudio*



Además, en la siguiente gráfica de dispersión se puede apreciar una relación entre las aceleraciones espectrales para los distintos niveles de demanda sísmica lo que permite connotar el aumento relativamente lineal de las aceleraciones para los diversos periodos de retorno considerados.

**Figura 71**

*Gráfica de dispersión de las ordenadas espectrales de los EPU (SENCICO) para diferentes periodos de retorno*



*Nota:* En la figura 71 presenta la relación entre la aceleración espectral obtenida para distintos periodos de retorno sísmico. Se observa una clara tendencia lineal ascendente, lo que indica que a medida que la aceleración espectral aumenta en el sismo de menor periodo de retorno, esta también crece de manera proporcional para el evento extremo de mayor periodo de retorno.

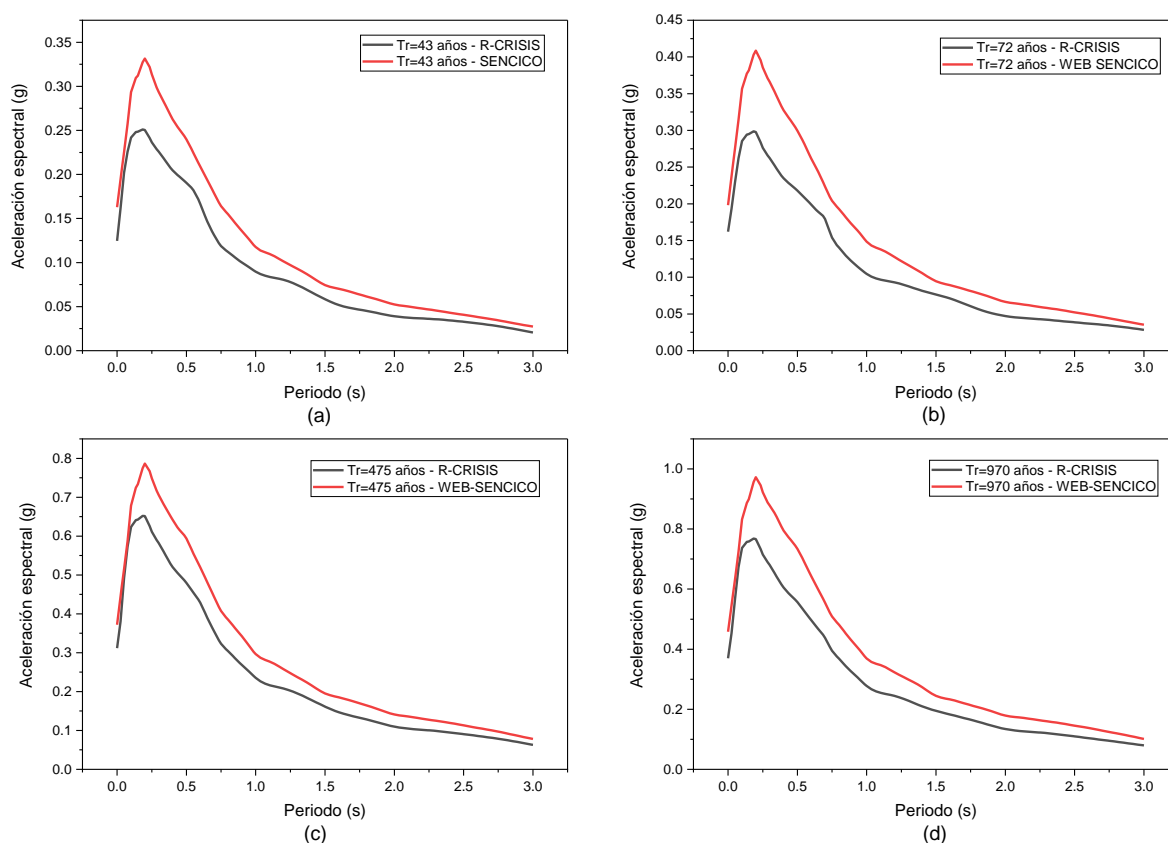
Este comportamiento es coherente con el enfoque probabilístico de la amenaza sísmica, donde los eventos de menor frecuencia y mayor periodo de retorno generan demandas sísmicas considerablemente superiores en comparación con los sismos más frecuentes. Desde la perspectiva de la ingeniería estructural, esta relación es fundamental, ya que permite establecer

niveles de desempeño diferenciados según la severidad del sismo, garantizando que la estructura mantenga condiciones de operatividad en eventos frecuentes y estabilidad frente a eventos raros o extremos.

Si comparamos los EPU obtenidos de ambos métodos (ver figura 72) podemos apreciar que en este caso particular de estudio los obtenidos del aplicativo web tienen mayores ordenadas espectrales.

### Figura 72

*Comparación de los EPU obtenidos mediante el software R-CRISIS y del aplicativo web de SENCICO para (a) sismo frecuente, (b) sismo ocasional, (c) sismo raro y (d) sismo muy raro*



Finalmente, se ha optado por usar los EPU de mayor demanda sísmica, que para este caso fueron los obtenidos del aplicativo web de SENCICO (esto no se cumple en todos los casos), para luego, incorporarlos en el programa Etabs.

### 3.8.15 Rigidez efectiva.

Cuando se evalúa una estructura en el análisis no lineal se trabaja con secciones agrietada, por lo que se debe reducir las rigideces a flexión y corte de los elementos estructurales. Según el ASCE 41-17 en la tabla 42 hace referencia a la Tabla 10-5, donde se muestra los valores de rigidez efectiva de los elementos estructurales.

**Tabla 42**

*Valores de rigidez efectiva*

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed <sup>a</sup>	$0.3E_{cE}I_g$	$0.4E_{cE}A_w$	—
Beams—prestressed <sup>a</sup>	$E_{cE}I_g$	$0.4E_{cE}A_w$	—
Columns with compression caused by design gravity loads $\geq 0.5A_gf'_{cE}$ <sup>b</sup>	$0.7E_{cE}I_g$	$0.4E_{cE}A_w$	$E_{cE}A_g$
Columns with compression caused by design gravity loads $\leq 0.1A_gf'_{cE}$ or with tension <sup>b</sup>	$0.3E_{cE}I_g$	$0.4E_{cE}A_w$	$E_{cE}A_g$ (compression) $E_{sE}A_s$ (tension)
Beam—column joints	Refer to Section 10.4.2.2.1		$E_{cE}A_g$
Flat slabs—nonprestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_{cE}A_g$	—
Flat slabs—prestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_{cE}A_g$	—
Walls—cracked <sup>c</sup>	$0.35E_{cE}A_g$	$0.4E_{cE}A_w$	$E_{cE}A_g$ (compression) $E_{sE}A_s$ (tension)

<sup>a</sup> For T-beams,  $I_g$  can be taken as twice the value of  $I_g$  of the web alone. Otherwise,  $I_g$  should be based on the effective width as defined in Section 10.3.1.3.

<sup>b</sup> For columns with axial compression falling between the limits provided, flexural rigidity shall be determined by linear interpolation. If interpolation is not performed, the more conservative effective stiffnesses shall be used. An imposed axial load  $N_{UG}$  is permitted to be used for stiffness evaluations.

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

Donde:  $E_{cE}$ : Módulo de elasticidad del concreto,  $I_g$ : Inercia de la sección gruesa,  $A_w$ : Área transversal a corte de la sección,  $A_g$ : Área de la sección gruesa.

## 3.9 Nivel de Desempeño Sísmico

### 3.9.1 Módulo 2

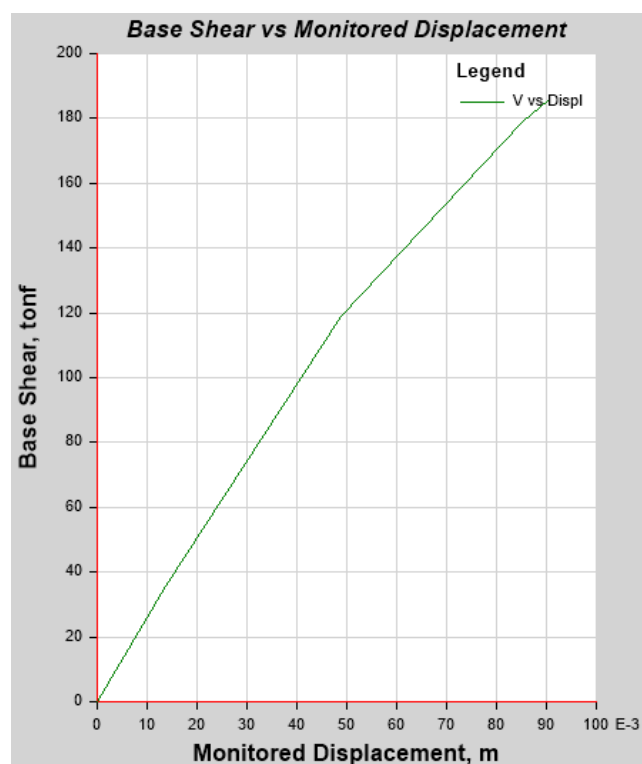
#### 3.9.1.1 Curva de Capacidad del Módulo 2

A continuación, se muestran la curva de capacidad para el módulo 2, extraído del programa Etabs.



**Figura 73**

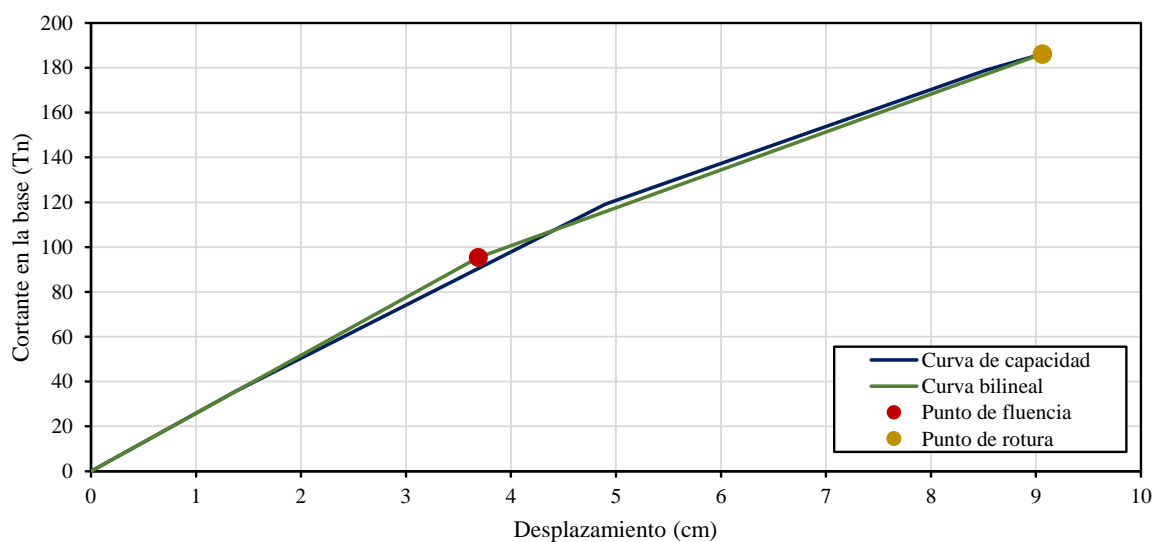
*Curva de capacidad en dirección X del módulo 2*



### 3.9.1.2 Modelo Bilineal de la Curva de Capacidad del Módulo 2.

**Figura 74**

*Curva de capacidad e idealización bilineal del módulo 2*



**Tabla 43**

*Parámetros de modelo bilineal de la curva de capacidad del módulo 2*

Punto	Desplazamiento (cm)	Cortante (Tn)
Inicial	0	0
Fluencia	3.688	95.370
Último o de rotura	9.0607	186.116

### 3.9.1.3 Punto de desempeño del Módulo 2

Luego de la idealización de la curva de capacidad y curva bilineal, se procede a determinar el punto de desempeño para cada nivel de peligro sísmico del módulo 2, según el procedimiento del método de coeficientes ASCE 41-13 en el software ETABS v20.3.0.

**Figura 75**

*Punto de desempeño para sismo frecuente del módulo 2.*

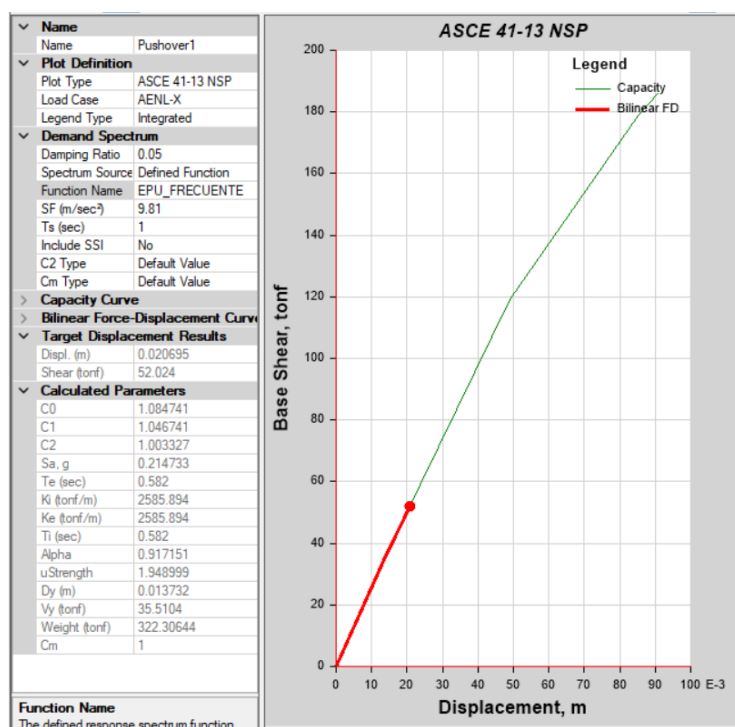


Figura 76

*Punto de desempeño para sismo ocasional del módulo 2.*

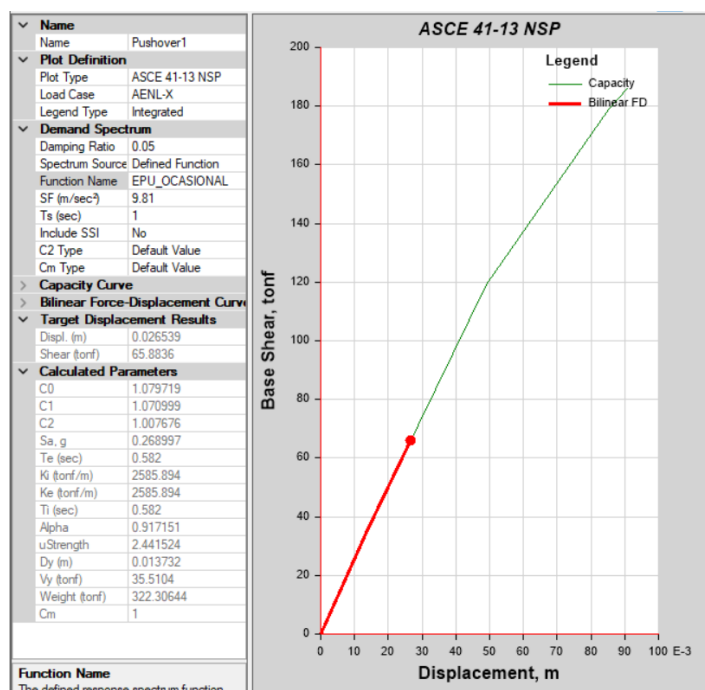
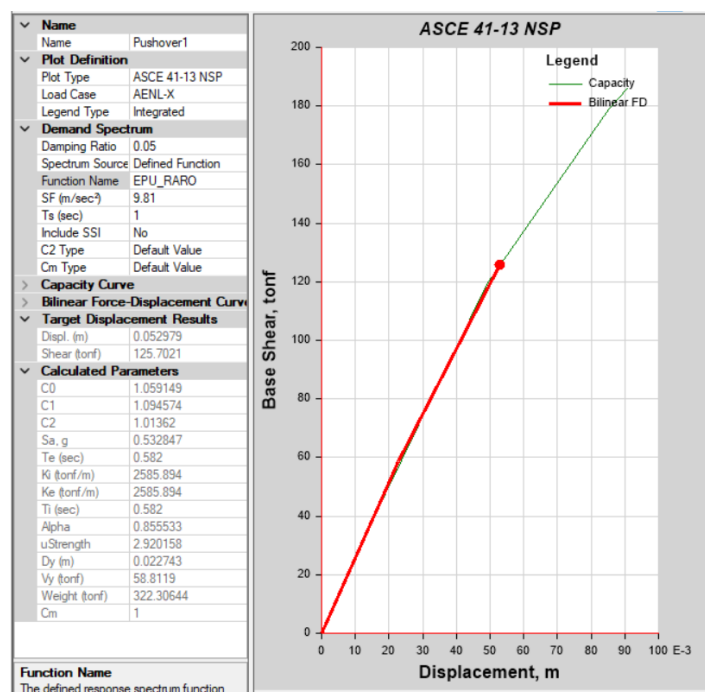


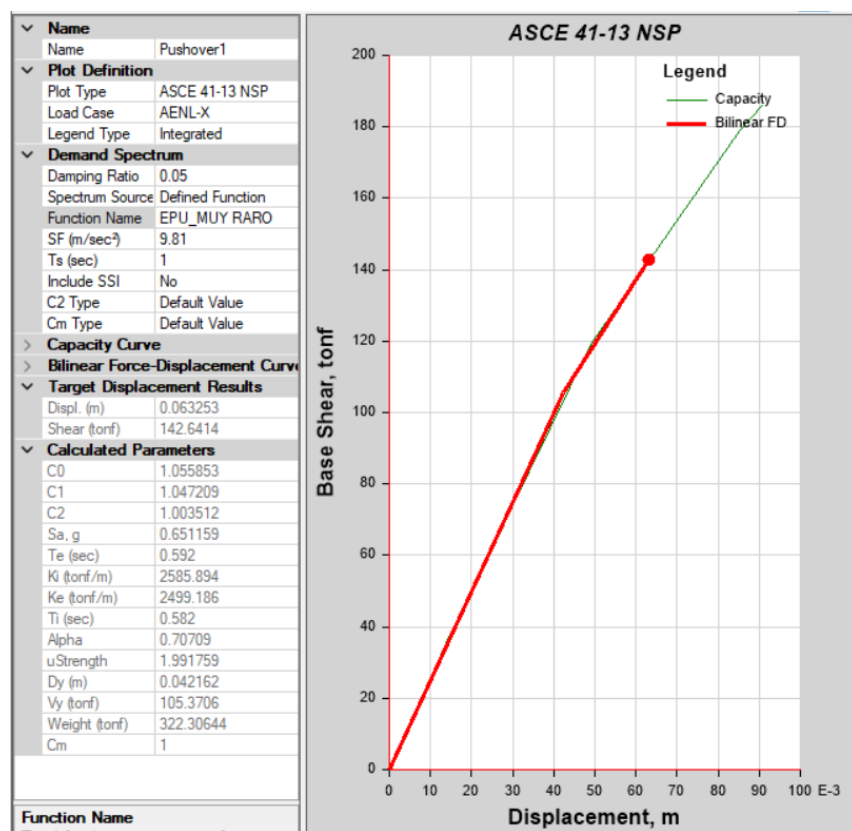
Figura 77

*Punto de desempeño para sismo raro del módulo 2.*



**Figura 78**

*Punto de desempeño para sismo muy raro del módulo 2.*

**Tabla 44**

*Puntos de desempeño para diferentes peligros sísmicos del módulo 2.*

Puntos de desempeño				
Peligro sísmico	Sismo Frecuente	Sismo Ocasional	Sismo Raro	Sismo Muy Raro
Desplazamiento (m)	0.02070	0.02654	0.05298	0.06325
V (Tonf)	52.02	65.88	125.70	142.64

### 3.9.1.4 Sectorización de curva de capacidad del Módulo 2

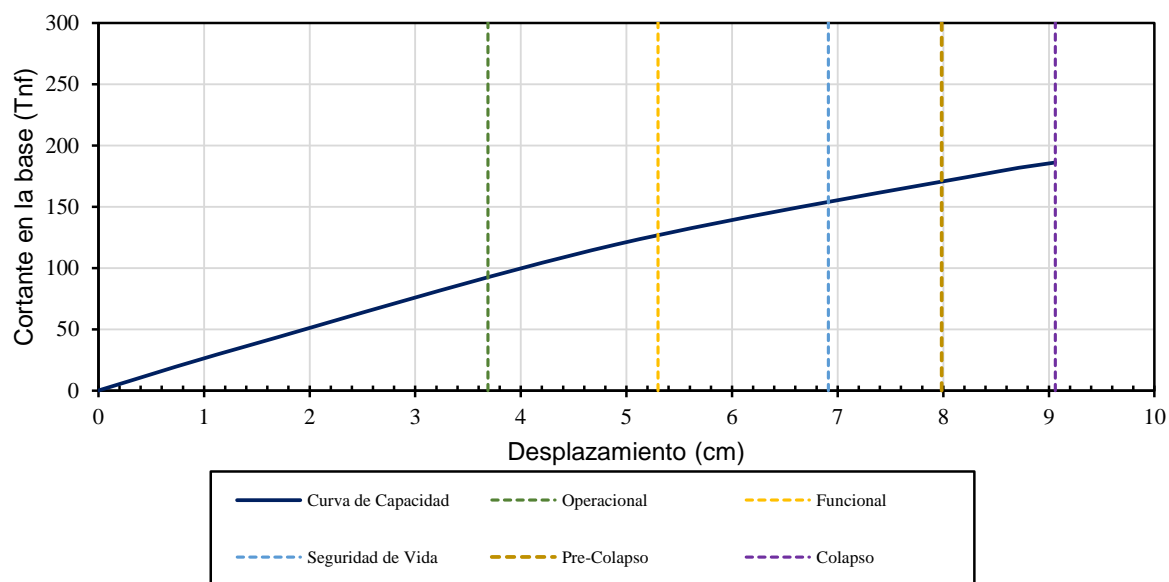
**Tabla 45**

*Sectorización de curva de capacidad del módulo 2.*

Sectorización de la curva de capacidad		
Nivel de desempeño	Desplazamiento	
	$\Delta$ inf	$\Delta$ sup
Operacional	0	3.688
Funcional	3.688	5.29981
Seguridad de Vida	5.29981	6.91162
Pre-Colapso	6.91162	7.98616
Colapso	7.98616	9.0607

**Figura 79**

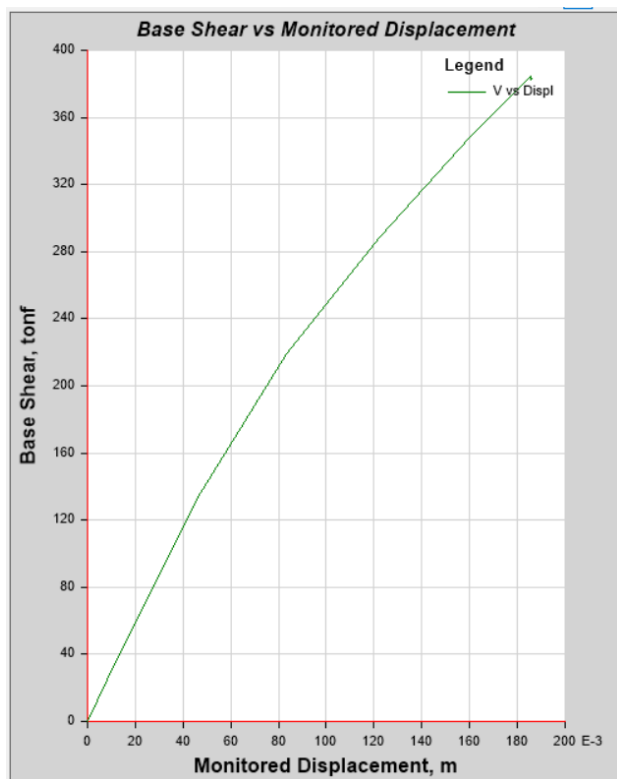
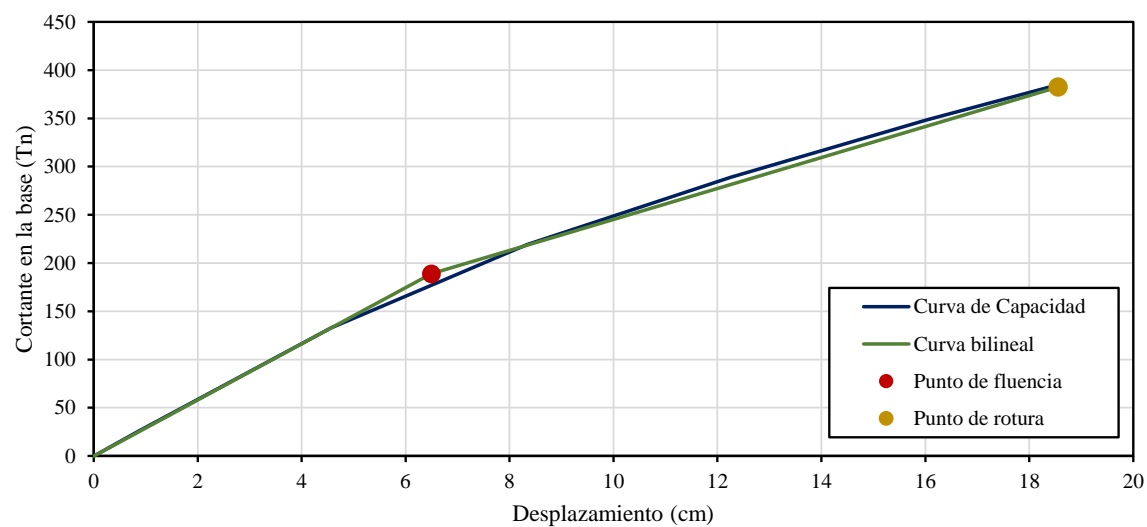
*Sectorización de curva de capacidad del módulo 2.*



## 3.9.2 Módulo 4.

### 3.9.2.1 Curva de Capacidad del Módulo 4

A continuación, se muestran la curva de capacidad para el módulo 4, extraído del programa Etabs.

**Figura 80***Curva de capacidad del módulo 4***3.9.2.2 Modelo Bilineal de la Curva de Capacidad del Módulo 4****Figura 81***Curva de capacidad e idealización bilineal del módulo 4*

**Tabla 46**

*Parámetros del modelo bilineal de la curva de capacidad del módulo 4*

Punto	Desplazamiento (cm)	Cortante (Tn)
Inicial	0	0
Fluencia	6.498	189.031
Último o de rotura	18.5567	382.703

### 3.9.2.3 Punto de desempeño del módulo 4

Luego de la idealización de la curva de capacidad y curva bilineal, se procede a determinar el punto de desempeño para cada nivel de peligro sísmico del módulo 4, según el procedimiento del método de coeficientes ASCE 41-13 en el software ETABS v20.3.0.

**Figura 82**

*Punto de desempeño para sismo frecuente del módulo 4.*

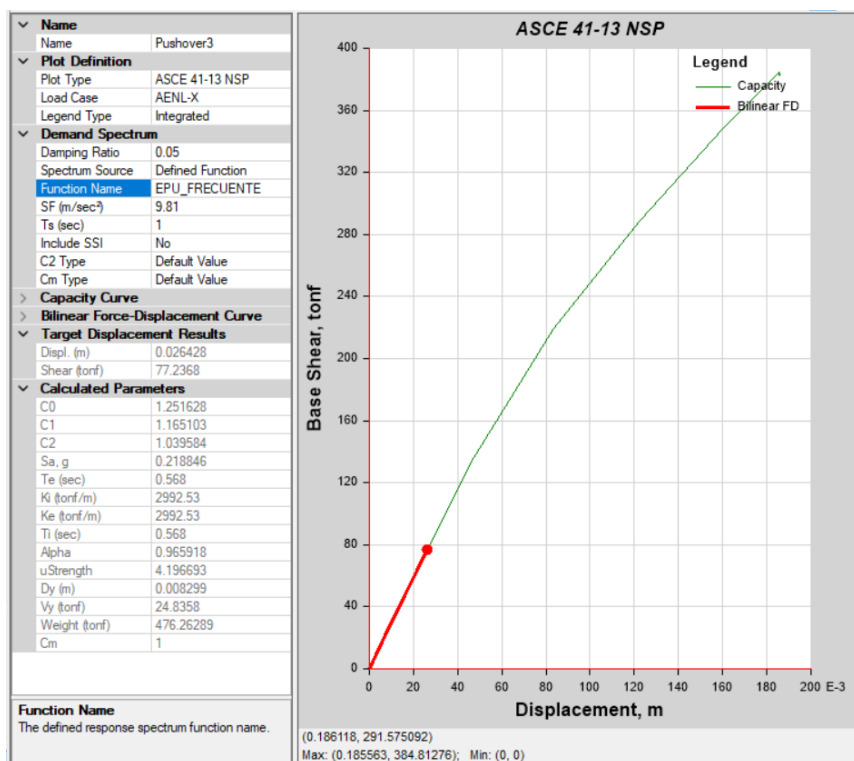
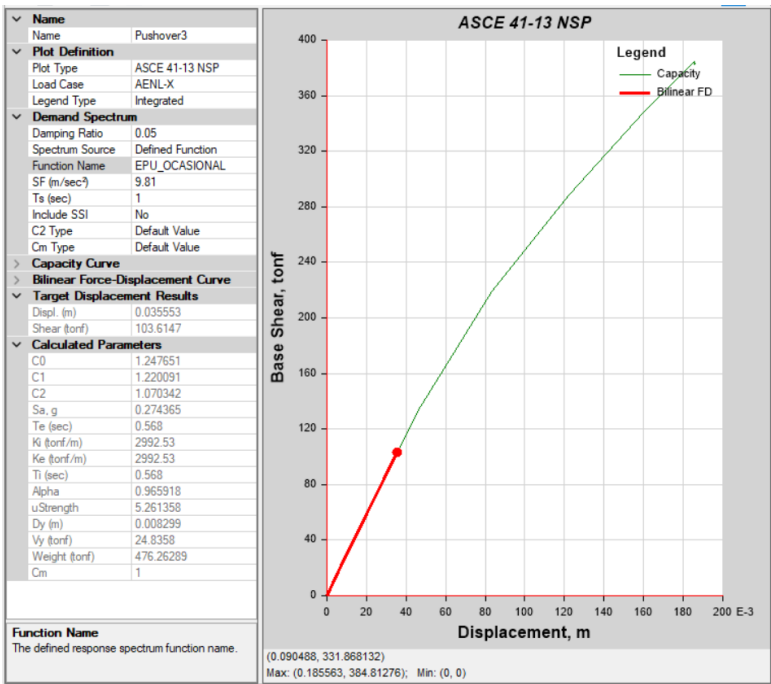


Figura 83

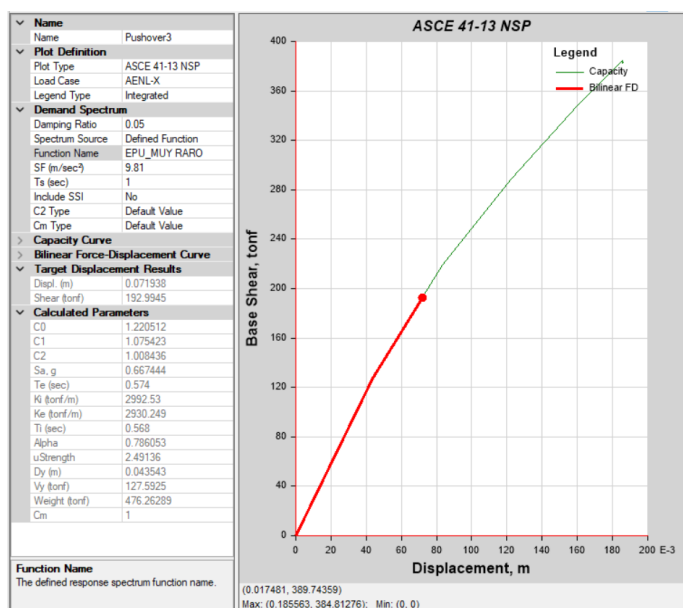
Punto de desempeño para sismo ocasional del módulo 4.





**Figura 85**

*Punto de desempeño para sismo muy raro del módulo 4.*

**Tabla 47**

*Puntos de desempeño para diferentes peligros sísmicos del módulo 4.*

Peligro sísmico	Puntos de desempeño			
	Sismo Frecuente	Sismo Ocasional	Sismo Raro	Sismo Muy Raro
<b>Desplazamiento (m)</b>	0.0264	0.0356	0.0572	0.0719
<b>V (Tonf)</b>	77.24	103.61	159.18	192.99

### 3.9.2.4 Sectorización de curva de capacidad del Módulo 4

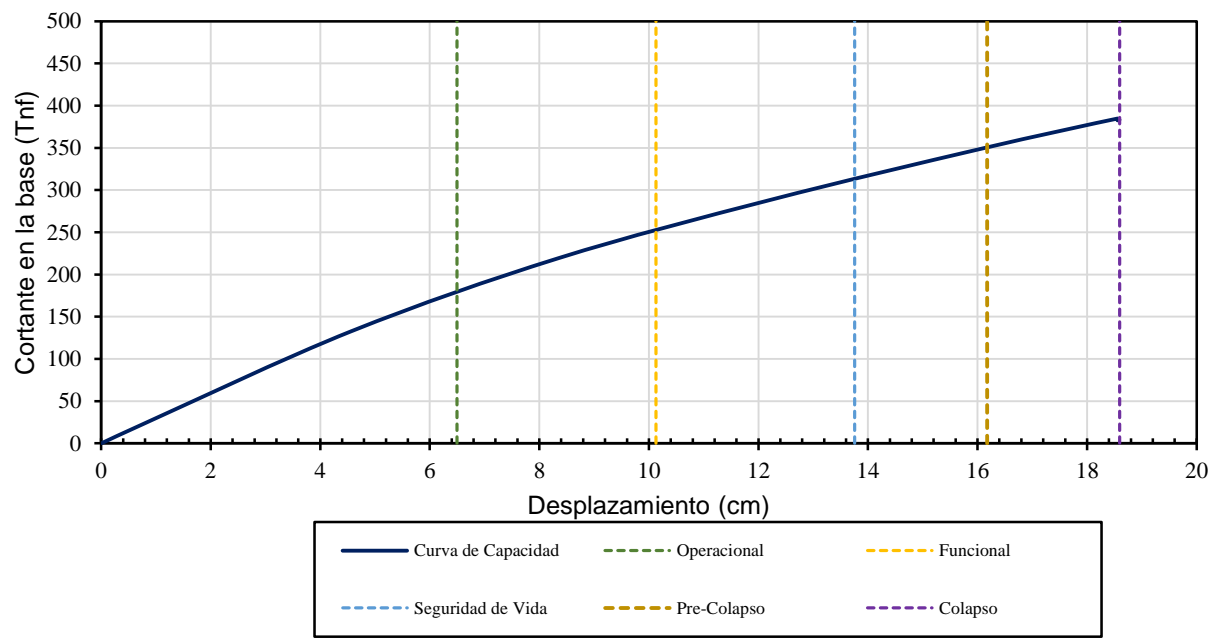
**Tabla 48**

*Sectorización de curva de capacidad del módulo 4.*

Sectorización de la curva de capacidad		
Nivel de desempeño	Desplazamiento	
	$\Delta$ inf	$\Delta$ sup
Operacional	0	6.498
Funcional	6.498	10.12683
Seguridad de Vida	10.12683	13.75566
Pre-Colapso	13.75566	16.17488
Colapso	16.17488	18.5941

Figura 86

Sectorización de curva de capacidad del módulo 4.



3.10 Presentación de Resultados

La finalidad del presente estudio consiste en demostrar que las edificaciones analizadas satisfacen los niveles de desempeño sísmico. Con este fin, se desarrolla un análisis comparativo entre el nivel de desempeño obtenidos y el nivel de desempeño esperado por el comité VISION 2000.

Tabla 49

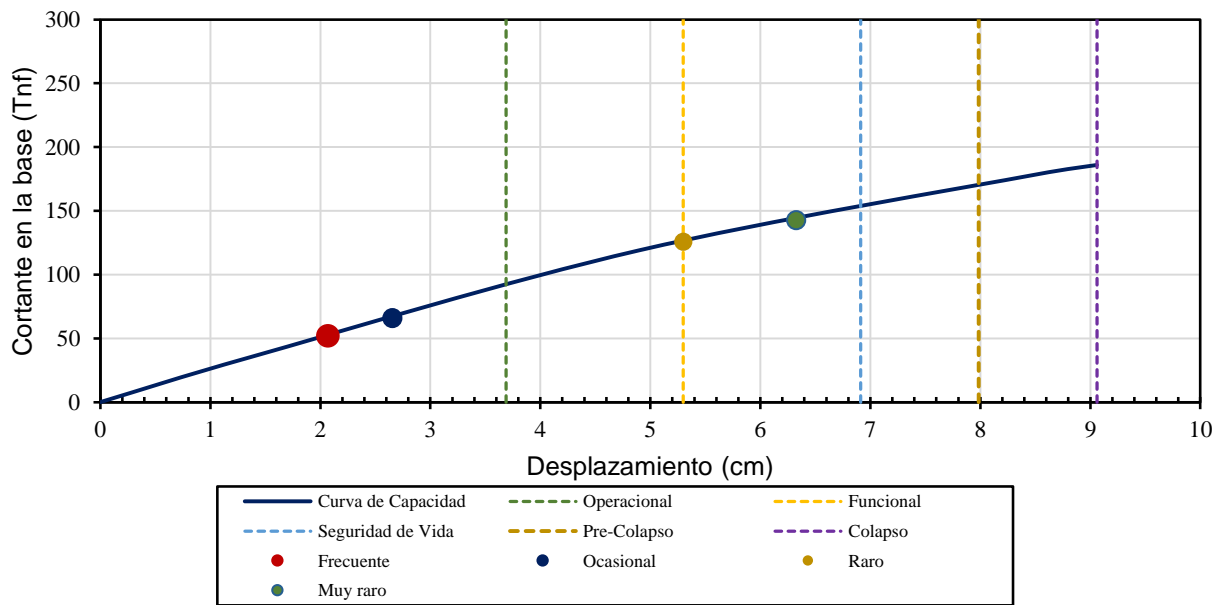
Nivel de desempeño esperado por el comité VISION 2000.

Peligro sísmico	Niveles de desempeño				
	Operacional	Funcional	Seguridad de vida	Pre-Colapso	Colapso
Frecuente	Desempeño esperado				
Ocasional					
Raro					
Muy raro					

3.10.1 Módulo 2.

Figura 87

Desempeño sísmico del módulo 2



El desempeño sísmico esperado y obtenido para el módulo 2 se presenta en la siguiente tabla 50.

Tabla 50

Nivel de desempeño sísmico para el módulo 2

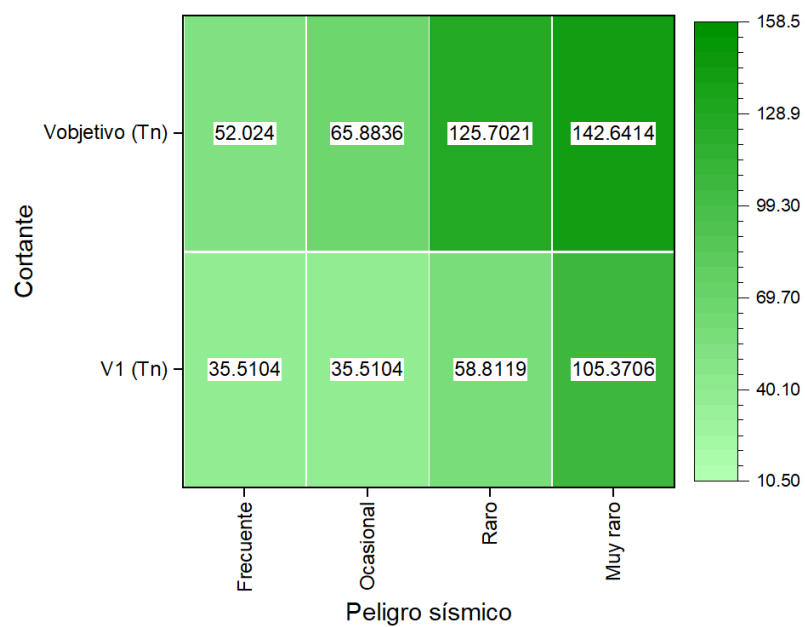
Peligro sísmico	Niveles de desempeño				
	Operacional	Funcional	Seguridad de vida	Pre-Colapso	Colapso
Frecuente	X				
Ocasional	X				
Raro		X			
Muy raro			X		

XDesempeño esperado

XDesempeño obtenido

**Figura 88**

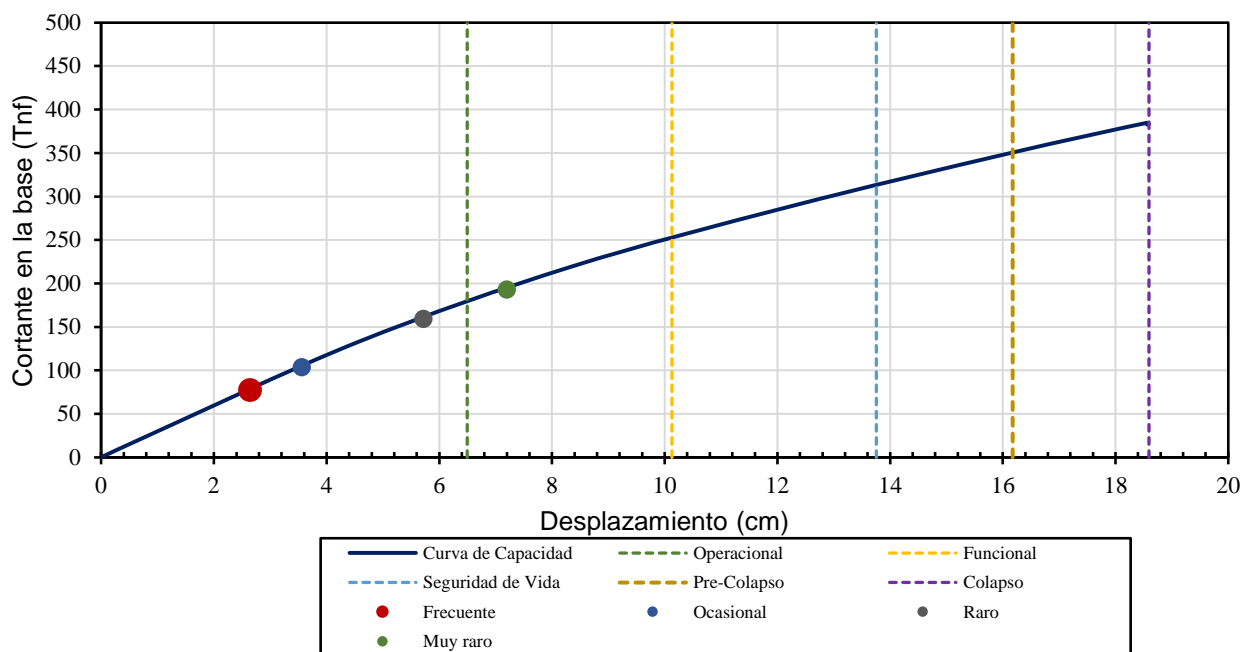
*Cortante para los diferentes peligros sísmicos del Módulo 2.*



### 3.10.2 Módulo 4.

**Figura 89**

*Desempeño sísmico del módulo 4*



El desempeño sísmico esperado y obtenido para el módulo 4 se presenta en la siguiente tabla 51.

Tabla 51

Nivel de desempeño sísmico para el módulo 4

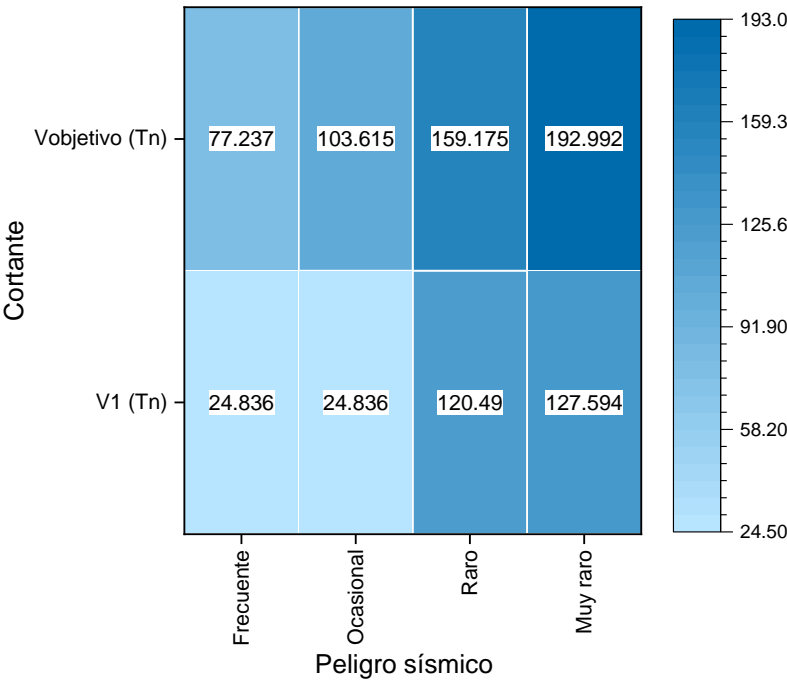
Peligro sísmico	Niveles de desempeño				
	Operacional	Funcional	Seguridad de vida	Pre-Colapso	Colapso
Frecuente	X				
Ocasional	X				
Raro	X				
Muy raro		X			

X

Desempeño esperado  
Desempeño obtenido

Figura 90

Cortante para los diferentes peligros sísmicos del Módulo 4.



## CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

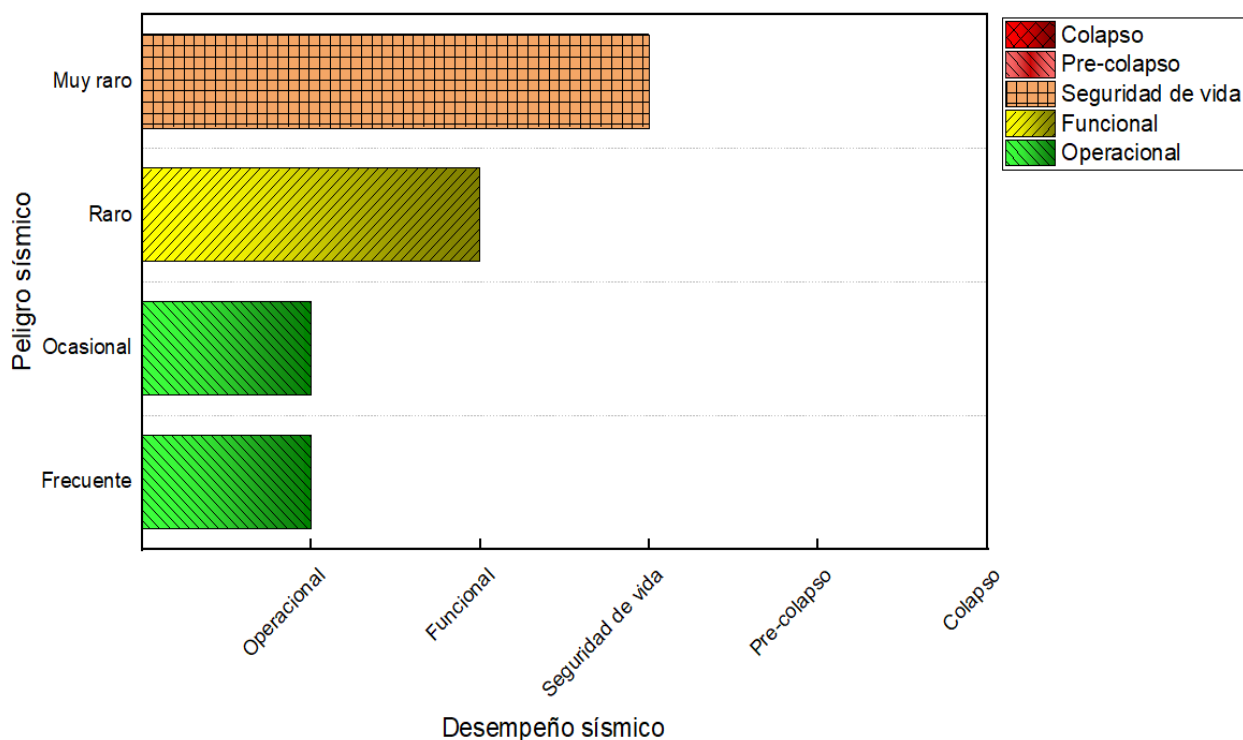
### 4.1 Nivel de Desempeño Obtenido

#### 4.1.1 Módulo 2.

En la tabla 50, se puede observar que, que el módulo 2 de la Institución Educativa Nuestra Señora del Rosario de la Ciudad de Cajabamba, no coincide con el desempeño esperado para los peligros sísmicos, raro y muy raro. Sin embargo, la estructura presenta un comportamiento adecuado ante los sismos frecuente y ocasional. La curva de desempeño obtenida revela una ductilidad notable, permitiendo una respuesta satisfactoria frente a los primeros peligros sísmicos, aunque no frente a aquellos de mayor intensidad.

**Figura 91**

*Nivel de desempeño sísmico para el módulo 2.*



*Nota:* La grafica muestra los niveles de desempeño sísmico del módulo 2 de la I.E. Nuestra Señora del Rosario, para cada uno de los peligros sísmicos considerados en el análisis.

Al evaluar los puntos de desempeño correspondientes a un peligro sísmico frecuente en el Módulo 2, se observa que la edificación alcanzó un nivel de desempeño operacional, cumpliendo con los criterios establecidos por el Comité VISION 2000. Esto indica que la estructura es capaz de mantener su funcionamiento sin sufrir daños significativos tras un evento sísmico de esta magnitud.

Al evaluar los puntos de desempeño correspondientes a un peligro sísmico ocasional en el Módulo 2, se observa que la edificación alcanzó un nivel de desempeño operacional, cumpliendo con los criterios establecidos por el Comité VISION 2000. Esto indica que la estructura es capaz de mantener su funcionamiento sin sufrir daños significativos tras un evento sísmico de esta magnitud.

Al evaluar los puntos de desempeño correspondientes a un peligro sísmico raro en el Módulo 2, se determina que la edificación alcanza un nivel de desempeño funcional, el cual no cumple con los criterios establecidos por el Comité VISION 2000. Esto indica que, aunque la estructura puede seguir operando, podrían presentarse interrupciones menores debido a daños leves.

Al evaluar los puntos de desempeño frente a un peligro sísmico muy raro en el Módulo 2, se observa que la edificación alcanza un nivel de desempeño de seguridad de vida, el cual no satisface los criterios del Comité VISION 2000. Esto implica que la estructura podría perder su funcionalidad y requerir reparaciones antes de volver a operar normalmente.

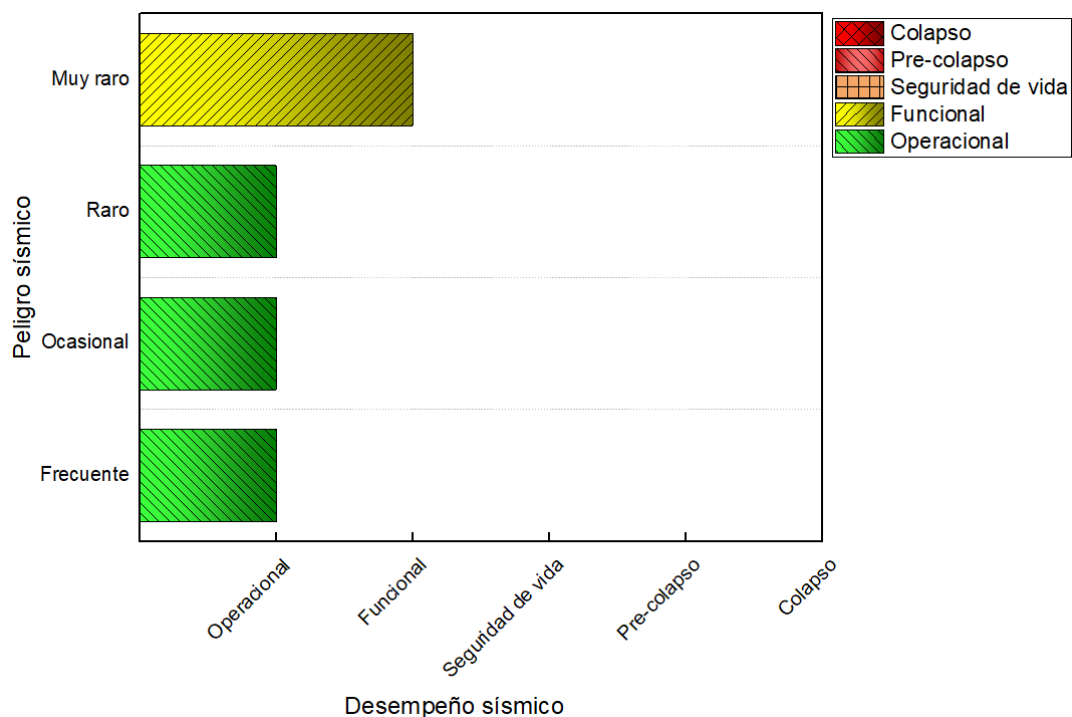
#### **4.1.2 Módulo 4.**

En la tabla 51, se puede observar que, que el módulo 4 de la Institución Educativa Nuestra Señora del Rosario de la Ciudad de Cajabamba, coincide con el desempeño esperado para los peligros sísmicos frecuente, ocasional, raro y muy raro. La curva de desempeño

obtenida, evidencia una ductilidad sobresaliente, mostrando un comportamiento adecuado frente a los cuatro peligros sísmicos evaluados.

**Figura 92**

*Nivel de desempeño sísmico para el módulo 4.*



*Nota:* La grafica muestra los niveles de desempeño sísmico del módulo 4 de la I.E. Nuestra Señora del Rosario, para cada uno de los peligros sísmicos considerados en el análisis.

Al evaluar los puntos de desempeño correspondientes a un peligro sísmico frecuente en el Módulo 4, se determina que la edificación alcanza un nivel de desempeño operacional, cumpliendo con los criterios establecidos por el Comité VISION 2000. Esto indica que la estructura puede mantener su funcionamiento sin presentar daños significativos tras un evento sísmico de esta magnitud.

Al evaluar los puntos de desempeño correspondientes a un peligro sísmico ocasional en el Módulo 4, se determina que la edificación alcanza un nivel de desempeño operacional,



cumpliendo con los criterios establecidos por el Comité VISION 2000. Esto indica que la estructura puede mantener su funcionamiento sin presentar daños significativos tras un evento sísmico de esta magnitud.

Al evaluar los puntos de desempeño correspondientes a un peligro sísmico raro en el Módulo 4, se determina que la edificación alcanza un nivel de desempeño operacional, cumpliendo con los criterios establecidos por el Comité VISION 2000. Esto indica que la estructura puede mantener su funcionamiento sin presentar daños significativos tras un evento sísmico de esta magnitud.

Al evaluar los puntos de desempeño frente a un peligro sísmico muy raro en el Módulo 4, se observa que la edificación alcanza un nivel de desempeño funcional, cumpliendo con los criterios establecidos por el Comité VISION 2000. Esto indica que la estructura mantiene su operatividad, aunque podrían presentarse interrupciones menores debido a daños leves.

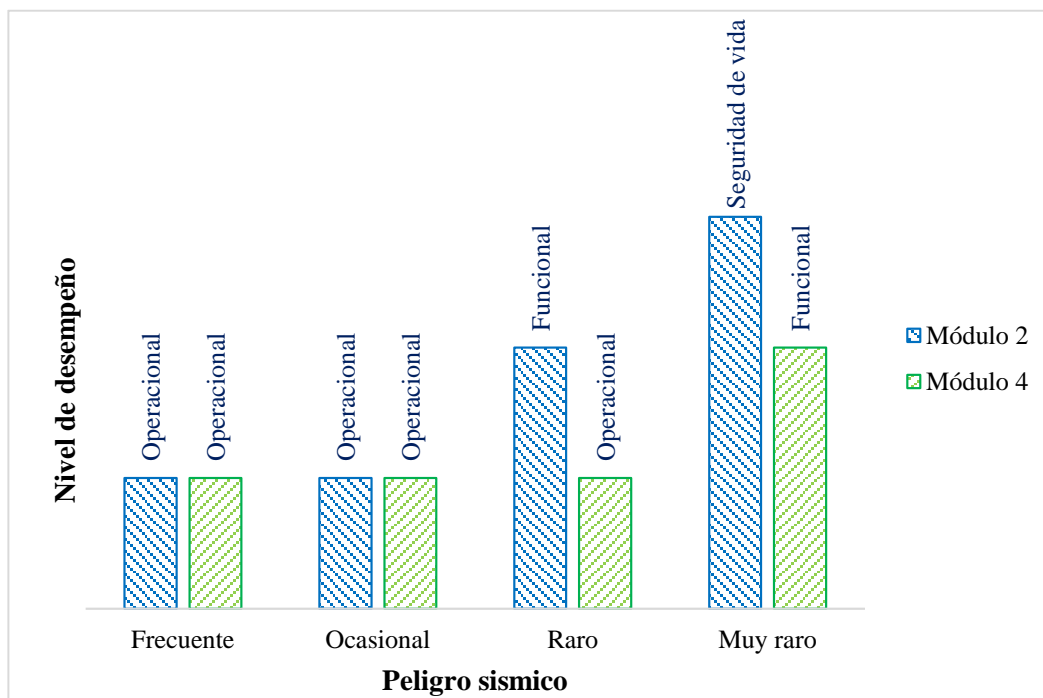
#### **4.2 Comparación de los Resultados Obtenidos**

Se puede concluir que ambos módulos evaluados cumplen con el desempeño sísmico esperado frente a los peligros sísmicos frecuente y ocasional. Sin embargo, frente a los peligros sísmicos raro y muy raro, el Módulo 2 no alcanza el desempeño esperado, aunque se mantiene en un nivel funcional para el sismo raro y en un nivel de seguridad de vida ante un sismo muy raro, evidenciando un buen comportamiento frente a eventos sísmicos de baja intensidad y garantizando un riesgo mínimo de pérdidas humanas. Por su parte, el Módulo 4 muestra un comportamiento adecuado ante los cuatro niveles de peligro sísmico, cumpliendo con el desempeño sísmico propuesto por el Comité VISION 2000.

De los análisis de desempeño sísmico realizados a cada módulo, se observa que el módulo 4 tiene un mejor desempeño sísmico que el módulo 2, pero ambos módulos presentan un buen comportamiento frente a los niveles de peligro sísmico frecuente y ocasional.

**Figura 93**

*Nivel de desempeño sísmico de los módulos 2 y 4 de la I.E. Nuestra Señora del Rosario*



### 4.3 Contrastación de hipótesis

Para la presente investigación se tuvo como hipótesis: “El nivel de desempeño sísmico en dos módulos de la Institución Educativa Nuestra Señora del Rosario de la Ciudad de Cajabamba, ante un sismo ocasional, es operacional”

Al determinar el desempeño sísmico en dos módulos de la Institución Educativa Nuestra Señora del Rosario de la Ciudad de Cajabamba, se tiene que, ante el peligro sísmico ocasional los módulos 2 y 4 alcanzaron el nivel de desempeño operacional; lo que permite aceptar la hipótesis planteada.

### 4.4 Aplicación del desempeño sísmico a una estructura nueva

La aplicación del desempeño sísmico en una estructura no solo busca que la edificación resista el sismo sin colapsar, sino que también permite predecir su comportamiento ante diferentes niveles de peligro sísmico.

La incorporación del análisis de desempeño sísmico en una estructura nueva, ya diseñada pero aún no construida, resulta de gran importancia porque permite verificar de manera integral la respuesta real del sistema estructural ante solicitaciones sísmicas más representativas que las consideradas en el diseño tradicional. Este procedimiento constituye una etapa de validación avanzada, mediante la cual se comprueba si la estructura cumple con los niveles de desempeño previstos como son: operacional, funcional, seguridad de vida, pre colapso y colapso, ante diferentes peligros sísmicos.

Realizar este análisis previo a la construcción posibilita identificar comportamientos no deseados, concentraciones de daño o deficiencias en la distribución de rigidez y resistencia, lo que facilita realizar ajustes en el diseño estructural sin incurrir en costos adicionales durante la ejecución de la obra. Además, el enfoque de desempeño proporciona una visión más realista del comportamiento no lineal de los materiales y de la interacción entre los elementos, permitiendo optimizar el detalle constructivo, la ductilidad y la capacidad de disipación de energía del sistema.

El enfoque del desempeño sísmico en estructuras nuevas, incrementa significativamente la confiabilidad del proyecto y resiliencia de la edificación, al garantizar que la estructura proyectada no solo cumpla con los requisitos normativos mínimos, sino que también mantenga su funcionalidad y seguridad tanto durante como después de un sismo de gran magnitud.

## **CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

### **5.1 Conclusiones**

El desempeño sísmico en el módulo 2 y módulo 4 de la Institución Educativa Nuestra Señora del Rosario de la Ciudad de Cajabamba, ante un sismo ocasional, se observa que ambas edificaciones alcanzaron un nivel de desempeño operacional.

El desempeño sísmico en el módulo 2 y módulo 4 de la Institución Educativa Nuestra Señora del Rosario de la Ciudad de Cajabamba, para un nivel de sismo frecuente, se observa que ambas edificaciones alcanzaron un nivel de desempeño operacional.

El desempeño sísmico en los módulos de la Institución Educativa Nuestra Señora del Rosario de la Ciudad de Cajabamba, para un nivel de sismo raro, indicó que el módulo 2 alcanzó un nivel de desempeño funcional, mientras que el módulo 4 logró un nivel de desempeño operacional.

El desempeño sísmico en los módulos de la Institución Educativa Nuestra Señora del Rosario de la Ciudad de Cajabamba, para un nivel de sismo muy raro, mostró que el Módulo 2 alcanzó un nivel de desempeño de seguridad de vida, mientras que el Módulo 4 logró un nivel de desempeño funcional.

Al determinar el nivel desempeño sísmico en el módulo 2 y módulo 4 de la Institución Educativa Nuestra Señora del Rosario de la Ciudad de Cajabamba, se evidencian que, ambos módulos cumplen con el desempeño sísmico esperado, para los peligros sísmicos frecuente y ocasional. No obstante, el módulo 2 se mantiene en un nivel funcional para un peligro sísmico raro y en un nivel de seguridad de vida para un peligro sísmico muy raro. Por otro lado, el módulo 4, alcanza el desempeño sísmico esperado ante los 4 niveles de peligro sísmico. En síntesis, del análisis de desempeño sísmico realizado a cada módulo, se concluye que el módulo

4 presenta un desempeño sísmico más favorable que el módulo 2, pero ambos módulos presentan un buen comportamiento para los niveles de peligro sísmico frecuente y ocasional.

## **5.2 Recomendaciones**

En edificaciones nuevas, se recomienda realizar un análisis de desempeño sísmico antes de la construcción, a fin de confirmar que la estructura cumpla con los niveles de desempeño previstos y evitar posibles fallas, logrando asegurar que la edificación responda adecuadamente frente a diferentes niveles de peligro sísmico.

Se recomienda que, al estimar la resistencia a compresión del concreto, complementar el ensayo de esclerometría con la medición de la velocidad de pulso ultrasónico (UPV) regulado por la norma ASTM C597, con el fin de obtener una estimación más precisa y representativa de la resistencia a compresión del concreto. La combinación de ambos métodos permite integrar la información superficial y la calidad interna del material, reduciendo la incertidumbre asociada al uso individual de un solo ensayo no destructivo.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abate, M., Evangelista, A. C. J., & Tam, V. W. Y. (2025). Advanced Seismic Analysis of a 44-Story Reinforced Concrete Building: A Comparison of Code-Based and Performance Based Design Approaches. *Infrastructures*, 10(4). <https://doi.org/10.3390/infrastructures10040093>
- American Society of Civil Engineers ASCE).. (2014). Seismic evaluation and retrofit of existing buildings (ASCE/SEI 41-13). Reston, VA: ASCE
- American Society of Civil Engineers (ASCE). (2017). ASCE/SEI 41-17: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. Reston, VA: ASCE.
- American Society of Civil Engineers (ASCE). (2022). ASCE/SEI 7-22: Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures. American Society of Civil Engineers.
- ATC-40. (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. Redwood City, CA: Applied Technology Council. In *Seismic safety commissionsion* (Vol. 1, Issue November 1996, p. 334).
- Cahuana, M., & Ccaso, G. (2021). “*Desempeño sísmico aplicando el análisis estático no lineal (pushover) del Módulo III de la comisaría de Ciudad Nueva, Tacna 2021.*” Universidad Privada de Tacna.
- Campos, C., & Leandro, D. (2022). *Evaluación del desempeño sísmico utilizando el análisis no lineal estático según la metodología ASCE 41-13 de un módulo de la Institución Educativa Andrés Avelino Cáceres, distrito de San Juan de Miraflores, provincia de Lima, Departamento de Lima.*
- Centro de Operaciones de Emergencia Nacional. (2019). *Reporte situacional N.º 197 – Sismo en Loreto del 26 de mayo de 2019*. Lima: COEN–INDECI.

- Chen, W. F., & Han, D. J. (2007). *Plasticity for structural engineers*. J. Ross Publishing.
- Chopra, A. K. (2017). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering* (5th ed.). Pearson.
- Chopra, A. K., & Goel, R. K. (2002a). *A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings*. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 561–582. <https://doi.org/10.1002/eqe.144>
- Chopra, A. K., & Goel, R. K. (2002b). *A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings: Theory and preliminary evaluation*. Report No. PEER 2001/03. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Cimellaro, G. P., & Marasco, S. (2018). *Introduction to Dynamics of Structures and Earthquake Engineering*.
- Comité Euro-International du Béton. (1993). *CEB-FIP Model Code 1990: Design Code*. Lausanne: CEB.
- Crisafulli, F. J. (2018). Diseño sismorresistente de construcciones de acero. Marzo, 214. <http://www.alacero.org/es/page/publicaciones/disenio-sismorresistente-de-construcciones-de-acero>
- European Committee for Standardization (CEN). (2004). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings (EN 1998-1:2004). European Committee for Standardization.
- European Committee for Standardization (CEN). (2020). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance (EN 1998). Brussels: CEN.
- Earthquake Engineering Research Institute (EERI). (2023). The 2023 Turkey Earthquake Sequence: Preliminary Observations. Oakland, CA: EERI.

- Farinango, L., Herrera, H., Correa, M., Hernández, L., & Parra, G. (2022). Evaluación sísmica y rehabilitación de una edificación universitaria construida hace más de 40 años. *Ciencia, Ingenierías y Aplicaciones*, 5(1), 7–37. <https://doi.org/10.22206/cyap.2022.v5i1.pp7-37>
- Federal Emergency Management Agency. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures (FEMA 440)*. Washington, D.C.: FEMA.
- Federal Emergency Management Agency. (2012). FEMA P-58-1: *Seismic performance assessment of buildings*, Volume 1 – Methodology. Washington, D.C.: FEMA.
- Federal Emergency Management Agency (FEMA). (2020). *NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures*. Washington, D.C.: FEMA.
- Fuentes Rivera Silva, N. F. (2018). *Desempeño sísmico de un edificio de cinco niveles de concreto armado mediante el análisis estático no lineal “pushover”* (Tesis de pregrado, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Huaraz). Huaraz, Perú.
- Instituto Geofísico del Perú. (2019). *Reporte técnico: Sismo de Lagunas, Loreto, 26 de mayo de 2019 (Mw 8.0)*. Lima: IGP.
- Instituto Geofísico del Perú (IGP). (2022). *Informe anual sobre la actividad sísmica en el Perú*. Lima: IGP.
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Prentice Hall.
- Meli, R., Restrepo, J. I., & Yáñez, F. (2011). Seismic performance of buildings in Chile: Lessons from the 2010 Maule earthquake. *Earthquake Spectra*, 27(S1), S23–S42.
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N., & Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804–1826. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1988\)114:8\(1804\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804))



- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (MVCS). (2018). *Norma Técnica de Edificación E.030: Diseño Sismorresistente*. Lima: MVCS.
- N.T.E. E.030. (2018). Norma E.030 Diseño Sismorresistente. In *El Peruano*.  
<https://www.gob.pe/institucion/sencico/informes-publicaciones/887225-normas-del-reglamento-nacional-de-edificaciones-rne>
- Ordaz, M., & Salgado-Gálvez, M. A. (2019). *R-CRISIS Validation and Verification Document Program for Probabilistic Seismic Hazard Analysis*. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Park, R., & Paulay, T. (1975). *Reinforced Concrete Structures*. New York: Wiley.
- Pinedo, L., & Taipe, A. (2022). *Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de 14 pisos con el método Pushover en el distrito de Miraflores*. 1–137.  
[https://repositorio.urp.edu.pe/bitstream/handle/20.500.14138/5916/T030\\_72785442\\_TANTONY\\_RORY\\_TAIPE\\_OSAITA.pdf?sequence=1](https://repositorio.urp.edu.pe/bitstream/handle/20.500.14138/5916/T030_72785442_TANTONY_RORY_TAIPE_OSAITA.pdf?sequence=1)
- Reiter, L. (1990). *Earthquake hazard analysis: Issues and insights*. Columbia University Press.
- RNE E.070. (2020). Norma E.070 Albañilería. In *El Peruano*.  
<https://www.gob.pe/institucion/sencico/informes-publicaciones/887225-normas-del-reglamento-nacional-de-edificaciones-rne>.
- Rodríguez, M. (2019). *Ingeniería estructural avanzada: modelos constitutivos y análisis no lineal*. Editorial Académica Española.
- Structural Engineers Association of California (SEAOC). (1995). *Performance Based Seismic Engineering of Buildings*. Sacramento, CA: SEAOC.
- Structural Engineers Association of California (SEAOC). (2019). *SEAOC Blue Book Seismic Design Recommendations*. CA: SEAOC.

Valdivia, L. K. (2024). *Nivel De Desempeño Sísmico De Los Bloques 2 Y 4 Del Mercado Zonal Sur De Cajamarca. February, 4–6.*

## APÉNDICE

### Apéndice A: Panel Fotográfico

#### Figura 94

*Acceso principal de la Institución Educativa Nuestra Señora del Rosario*



#### Figura 95

*Módulo 2 de la I.E. Nuestra señora del Rosario*



**Figura 96**

*Módulo 4 de la I.E. Nuestra señora del Rosario*

**Figura 97**

*Verificación de medidas de los elementos estructurales (a) Columna T, (b) Viga*



## Apéndice B: Resumen de los ensayos de esclerometría

**Tabla 52**

*Resumen de los ensayos de esclerometría*

MÓDULO	ENSAYO N°	ESTRUCTURA	RESISTENCIA A COMPRESIÓN REQUERIDA kg/cm <sup>2</sup>	RESISTENCIA A COMPRESIÓN OBTENIDA kg/cm <sup>3</sup>	PORCENTAJE OBTENIDO DE LA RESISTENCIA REQUERIDA
MÓDULO 4	1	COLUMNA (E1)	210	250	119.05%
	2	COLUMNA (E2)	210	290	138.10%
	3	COLUMNA (E3)	210	290	138.10%
	4	VIGA (E4)	210	280	133.33%
	5	COLUMNA (E5)	210	238	113.33%
	6	VIGA (E6)	210	280	133.33%
	7	VIGA (E7)	210	250	119.05%
	8	VIGA (E8)	210	260	123.81%
	9	VIGA (E9)	210	250	119.05%
MÓDULO 2	10	COLUMNA (E10)	210	310	147.62%
	11	COLUMNA (E11)	210	238	113.33%
	12	VIGA (E12)	210	310	147.62%
	13	COLUMNA (E13)	210	238	113.33%
	14	VIGA (E14)	210	250	119.05%
	15	VIGA (E15)	210	280	133.33%
	16	VIGA (E16)	210	260	123.81%
	17	VIGA (E17)	210	260	123.81%
	18	VIGA (E18)	210	250	119.05%

Para obtener un resultado más conservador y confiable del valor de la resistencia a la compresión se determinó con el promedio –  $\sigma$  (desviación estándar) como valor representativo de la resistencia del concreto estimada por esclerometría. Con esto nos aseguramos de no sobreestimar la resistencia real del concreto, incorporando un factor de seguridad estadístico.

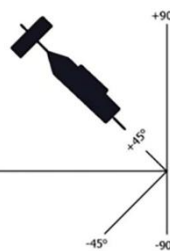
**Tabla 53**

*Resistencia a la compresión empleada en el modelo estructural*

	MODULO 4	MODULO 2
Promedio	265.33	266.22
$\sigma$	19.77	27.88
F'c (kg/cm <sup>2</sup> )	245.56	238.34

**Apéndice C: Resistencia a la compresión simple (manual del usuario esclerómetro)**
**Tabla 54**
*Abaco de correlación número de rebotes - resistencia a la compresión simple del concreto*

<b>R</b>	<b><math>\alpha - 90^\circ</math></b>	<b><math>\alpha - 45^\circ</math></b>	<b><math>\alpha - 0^\circ</math></b>	<b><math>\alpha + 45^\circ</math></b>	<b><math>\alpha + 90^\circ</math></b>
20	125	115			
21	135	125			
22	145	135	110		
23	160	145	120		
24	170	160	130		
25	180	170	140	100	
26	198	185	158	115	
27	210	200	165	130	105
28	220	210	180	140	120
29	238	220	190	150	138
30	250	238	210	170	145
31	260	250	220	180	160
32	280	265	238	190	170
33	290	280	250	210	190
34	310	290	260	220	200
35	320	310	280	238	218
36	340	320	290	250	230
37	350	340	310	265	245
38	370	350	320	280	260
39	380	370	340	300	280
40	400	380	350	310	295
41	410	400	370	330	310
42	425	415	380	345	325
43	440	430	400	360	340
44	460	450	420	380	360
45	470	460	430	395	375
46	490	480	450	410	390
47	500	495	465	430	410
48	520	510	480	445	430
49	540	525	500	460	445
50	550	540	515	480	460
51	570	560	530	500	480
52	580	570	550	515	500
53	600	590	565	530	520
54	Por encima de 600	Por encima de 600	580	550	530
55	Por encima de 600	Por encima de 600	600	570	550




*Nota:* Tomado del manual del usuario esclerómetro.



## Apéndice D: Ensayos de esclerometría

**Tabla 55**

*Ficha de ensayo de esclerometría en columna (E1) del módulo 4.*


ENSAYO N° 01	
Marca-modelo del martillo:	A&A (ZC3A)
Número de serie:	503
Fecha de ensayo:	11/08/2024
Fecha de calibración:	06/08/2024
Información número de rebotes	
Estructura:	Columna (E1)
Ángulo de impacto:	$\alpha = 0^\circ$
Registro de lecturas	
N° Lectura	Rebote (R)
1	29
2	28
3	37
4	28
5	30
6	31
7	31
8	32
9	34
10	38
11	38
12	38
	
Procesamiento de datos del ensayo de esclerometría	
Promedio de lecturas (R):	33
Desviación estándar de lecturas:	4.0
Correlación entre el número promedio de rebotes (R) y la resistencia a la compresión simple del concreto	250 kg/cm <sup>2</sup>






**Tabla 57**


*Ficha de ensayo de esclerometría en columna (E3) del módulo 4.*

<b>ENSAYO N° 03</b>	
Marca-modelo del martillo:	A&A (ZC3A)
Número de serie:	503
Fecha de ensayo:	11/08/2024
Fecha de calibración:	06/08/2024
<b>Información número de rebotes</b>	
Estructura:	Columna (E3)
Ángulo de impacto:	$\alpha = 0^\circ$
<b>Registro de lecturas</b>	
N° Lectura	Rebote (R)
1	32
2	33
3	32
4	37
5	40
6	32
7	40
8	36
9	36
10	39
11	38
12	40
	
<b>Procesamiento de datos del ensayo de esclerometría</b>	
Promedio de lecturas (R):	36
Desviación estándar de lecturas:	3.3
Correlación entre el número promedio de rebotes (R) y la resistencia a la compresión simple del concreto	<b>290 kg/cm<sup>2</sup></b>

**Tabla 58***Ficha de ensayo de esclerometría en viga (E4) del módulo 4.*


<b>ENSAYO N° 04</b>	
Marca-modelo del martillo:	A&A (ZC3A)
Número de serie:	503
Fecha de ensayo:	11/08/2024
Fecha de calibración:	06/08/2024
<b>Información número de rebotes</b>	
Estructura:	Viga (E4)
Ángulo de impacto:	$\alpha = 0^\circ$
<b>Registro de lecturas</b>	
N° Lectura	Rebote (R)
1	38
2	36
3	35
4	37
5	32
6	36
7	36
8	37
9	33
10	36
11	34
12	30
	
<b>Procesamiento de datos del ensayo de esclerometría</b>	
Promedio de lecturas (R):	35
Desviación estándar de lecturas:	2.3
Correlación entre el número promedio de rebotes (R) y la resistencia a la compresión simple del concreto	<b>280 kg/cm<sup>2</sup></b>

**Tabla 59***Ficha de ensayo de esclerometría en columna (E5) del módulo 4.*

<b>ENSAYO N° 05</b>	
Marca-modelo del martillo:	A&A (ZC3A)
Número de serie:	503
Fecha de ensayo:	11/08/2024
Fecha de calibración:	06/08/2024
<b>Información número de rebotes</b>	
Estructura:	Columna (E5)
Ángulo de impacto:	$\alpha = 0^\circ$
<b>Registro de lecturas</b>	
N° Lectura	Rebote (R)
1	30
2	30
3	32
4	30
5	33
6	33
7	35
8	34
9	31
10	32
11	32
12	35
	
<b>Procesamiento de datos del ensayo de esclerometría</b>	
Promedio de lecturas (R):	32
Desviación estándar de lecturas:	1.8
Correlación entre el número promedio de rebotes (R) y la resistencia a la compresión simple del concreto	<b>238 kg/cm<sup>2</sup></b>

**Tabla 60**

*Ficha de ensayo de esclerometría en viga (E6) del módulo 4.*

ENSAYO N° 06		
Marca-modelo del martillo:	A&A (ZC3A)	
Número de serie:	503	
Fecha de ensayo:	11/08/2024	
Fecha de calibración:	06/08/2024	
Información número de rebotes		
Estructura:	Viga (E6)	
Ángulo de impacto:	$\alpha = 0^\circ$	
Registro de lecturas		
N° Lectura	Rebote (R)	
1	34	
2	32	
3	37	
4	34	
5	36	
6	34	
7	34	
8	32	
9	33	
10	35	
11	36	
12	38	
Procesamiento de datos del ensayo de esclerometría		
Promedio de lecturas (R):	35	
Desviación estándar de lecturas:	1.9	
Correlación entre el número promedio de rebotes (R) y la resistencia a la compresión simple del concreto		280 kg/cm²

**Tabla 61**

*Ficha de ensayo de esclerometría en viga (E7) del módulo 4.*

<b>ENSAYO N° 07</b>	
Marca-modelo del martillo:	A&A (ZC3A)
Número de serie:	503
Fecha de ensayo:	11/08/2024
Fecha de calibración:	06/08/2024
<b>Información número de rebotes</b>	
Estructura:	Viga (E7)
Ángulo de impacto:	$\alpha = 0^\circ$
<b>Registro de lecturas</b>	
N° Lectura	Rebote (R)
1	34
2	30
3	36
4	38
5	38
6	34
7	30
8	32
9	34
10	30
11	32
12	32

TESIS:  
 "NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO EN LOS  
 MÓDULOS DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA  
 NUESTRA SEÑORA DEL ROSARIO  
 DE LA CIUDAD DE CAJABAMBA, 2023"  
 TESISTA:  
 JESUS ELOIDER BALTA CRISÓLOGO  
 ASESOR:  
 Dr. MIGUEL ANGEL MOSQUERA MORENO  
 ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA: E 7

**Procesamiento de datos del ensayo de esclerometría**	
Promedio de lecturas (R):	33
Desviación estándar de lecturas:	2.9
Correlación entre el número promedio de rebotes (R) y la resistencia a la compresión simple del concreto	**250 kg/cm<sup>2</sup>**

**Tabla 62***Ficha de ensayo de esclerometría en viga (E8) del módulo 4.*

<b>ENSAYO N° 08</b>	
Marca-modelo del martillo:	A&A (ZC3A)
Número de serie:	503
Fecha de ensayo:	11/08/2024
Fecha de calibración:	06/08/2024
<b>Información número de rebotes</b>	
Estructura:	Viga (E8)
Ángulo de impacto:	$\alpha = 0^\circ$
<b>Registro de lecturas</b>	
N° Lectura	Rebote (R)
1	32
2	34
3	30
4	31
5	37
6	38
7	35
8	32
9	33
10	36
11	32
12	32


TESIS:  
 "NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO EN DOS  
 MÓDULOS DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA  
 NUESTRA SEÑORA DEL ROSARIO  
 DE LA CIUDAD DE CAJABAMBA, 2023"  
 TESISISTA:  
 JESUS ELOIDER BALTA CRISOLOGO  
 ASESOR:  
 DR. MIGUEL ANGEL MOSQUEIRA MORENO  
 ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA: E 8

**Procesamiento de datos del ensayo de esclerometría**	
Promedio de lecturas (R):	34
Desviación estándar de lecturas:	2.5
Correlación entre el número promedio de rebotes (R) y la resistencia a la comprensión simple del concreto	**260 kg/cm<sup>2</sup>**



**Tabla 63**

*Ficha de ensayo de esclerometría en viga (E9) del módulo 4.*

<b>ENSAYO N° 09</b>	
Marca-modelo del martillo:	A&A (ZC3A)
Número de serie:	503
Fecha de ensayo:	11/08/2024
Fecha de calibración:	06/08/2024
<b>Información número de rebotes</b>	
Estructura:	Viga (E9)
Ángulo de impacto:	$\alpha = 0^\circ$
<b>Registro de lecturas</b>	
N° Lectura	Rebote (R)
1	34
2	32
3	34
4	34
5	32
6	30
7	34
8	34
9	35
10	30
11	36
12	30
	
<b>Procesamiento de datos del ensayo de esclerometría</b>	
Promedio de lecturas (R):	33
Desviación estándar de lecturas:	2.1
Correlación entre el número promedio de rebotes (R) y la resistencia a la compresión simple del concreto	<b>250 kg/cm<sup>2</sup></b>

**Tabla 64***Ficha de ensayo de esclerometría en columna (E10) del módulo 2.*

<b>ENSAYO N° 10</b>	
Marca-modelo del martillo:	A&A (ZC3A)
Número de serie:	503
Fecha de ensayo:	11/08/2024
Fecha de calibración:	06/08/2024
<b>Información número de rebotes</b>	
Estructura:	Columna (E10)
Ángulo de impacto:	$\alpha = 0^\circ$
<b>Registro de lecturas</b>	
N° Lectura	Rebote (R)
1	34
2	38
3	38
4	36
5	36
6	38
7	40
8	39
9	38
10	40
11	37
12	35
<b>Procesamiento de datos del ensayo de esclerometría</b>	
Promedio de lecturas (R):	37
Desviación estándar de lecturas:	1.9
Correlación entre el número promedio de rebotes (R) y la resistencia a la compresión simple del concreto	<b>310 kg/cm<sup>2</sup></b>





**Tabla 65**

*Ficha de ensayo de esclerometría en columna (E11) del módulo 2.*

<b>ENSAYO N° 11</b>	
Marca-modelo del martillo:	A&A (ZC3A)
Número de serie:	503
Fecha de ensayo:	11/08/2024
Fecha de calibración:	06/08/2024
<b>Información número de rebotes</b>	
Estructura:	Columna (E11)
Ángulo de impacto:	$\alpha = 0^\circ$
<b>Registro de lecturas</b>	
N° Lectura	Rebote (R)
1	34
2	32
3	30
4	30
5	32
6	32
7	33
8	30
9	34
10	30
11	32
12	31

**Procesamiento de datos del ensayo de esclerometría**	
Promedio de lecturas (R):	32
Desviación estándar de lecturas:	1.5
Correlación entre el número promedio de rebotes (R) y la resistencia a la compresión simple del concreto	**238 kg/cm<sup>2</sup>**


**Tabla 66***Ficha de ensayo de esclerometría en viga (E12) del módulo 2.*

<b>ENSAYO N° 12</b>	
Marca-modelo del martillo:	A&A (ZC3A)
Número de serie:	503
Fecha de ensayo:	11/08/2024
Fecha de calibración:	06/08/2024
<b>Información número de rebotes</b>	
Estructura:	Viga (E12)
Ángulo de impacto:	$\alpha = 0^\circ$
<b>Registro de lecturas</b>	
N° Lectura	Rebote (R)
1	36
2	38
3	40
4	36
5	36
6	38
7	38
8	38
9	40
10	36
11	37
12	34

**Procesamiento de datos del ensayo de esclerometría**	
Promedio de lecturas (R):	37
Desviación estándar de lecturas:	1.8
Correlación entre el número promedio de rebotes (R) y la resistencia a la compresión simple del concreto	**310 kg/cm<sup>2</sup>**

**Tabla 67**

*Ficha de ensayo de esclerometría en columna (E13) del módulo 2.*

<b>ENSAYO N° 13</b>	
Marca-modelo del martillo:	A&A (ZC3A)
Número de serie:	503
Fecha de ensayo:	11/08/2024
Fecha de calibración:	06/08/2024
<b>Información número de rebotes</b>	
Estructura:	Columna (E13)
Ángulo de impacto:	$\alpha = 0^\circ$
<b>Registro de lecturas</b>	
N° Lectura	Rebote (R)
1	32
2	35
3	30
4	33
5	30
6	32
7	30
8	31
9	32
10	33
11	32
12	34
	
<b>Procesamiento de datos del ensayo de esclerometría</b>	
Promedio de lecturas (R):	32
Desviación estándar de lecturas:	1.6
Correlación entre el número promedio de rebotes (R) y la resistencia a la compresión simple del concreto	<b>238 kg/cm<sup>2</sup></b>

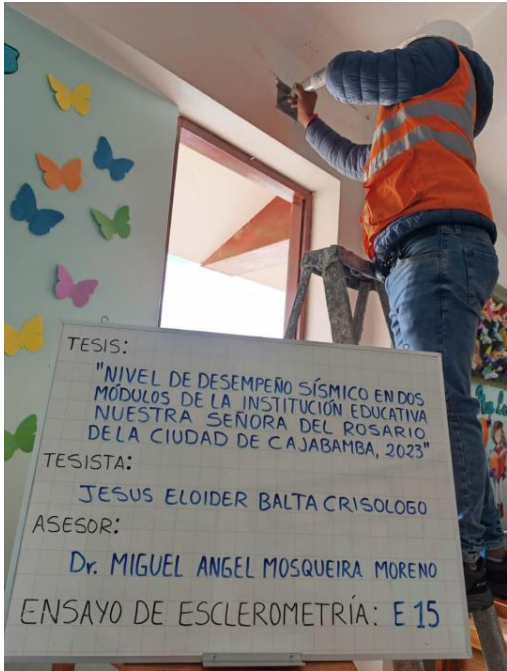
**Tabla 68***Ficha de ensayo de esclerometría en viga (E14) del módulo 2.*

<b>ENSAYO N° 14</b>	
Marca-modelo del martillo:	A&A (ZC3A)
Número de serie:	503
Fecha de ensayo:	11/08/2024
Fecha de calibración:	06/08/2024
<b>Información número de rebotes</b>	
Estructura:	Viga (E14)
Ángulo de impacto:	$\alpha = 0^\circ$
<b>Registro de lecturas</b>	
N° Lectura	Rebote (R)
1	35
2	32
3	32
4	34
5	33
6	31
7	32
8	31
9	32
10	35
11	36
12	33

**Procesamiento de datos del ensayo de esclerometría**	
Promedio de lecturas (R):	33
Desviación estándar de lecturas:	1.7
Correlación entre el número promedio de rebotes (R) y la resistencia a la compresión simple del concreto	**250 kg/cm<sup>2</sup>**

**Tabla 69***Ficha de ensayo de esclerometría en viga (E15) del módulo 2.*

<b>ENSAYO N° 15</b>	
Marca-modelo del martillo:	A&A (ZC3A)
Número de serie:	503
Fecha de ensayo:	11/08/2024
Fecha de calibración:	06/08/2024
<b>Información número de rebotes</b>	
Estructura:	Viga (E15)
Ángulo de impacto:	$\alpha = 0^\circ$
<b>Registro de lecturas</b>	
N° Lectura	Rebote (R)
1	38
2	36
3	36
4	35
5	32
6	36
7	34
8	34
9	35
10	32
11	36
12	36




<b>Procesamiento de datos del ensayo de esclerometría</b>	
Promedio de lecturas (R):	35
Desviación estándar de lecturas:	1.8
Correlación entre el número promedio de rebotes (R) y la resistencia a la compresión simple del concreto	<b>280 kg/cm<sup>2</sup></b>

**Tabla 70***Ficha de ensayo de esclerometría en viga (E16) del módulo 2.*

<b>ENSAYO N° 16</b>	
Marca-modelo del martillo:	A&A (ZC3A)
Número de serie:	503
Fecha de ensayo:	11/08/2024
Fecha de calibración:	06/08/2024
<b>Información número de rebotes</b>	
Estructura:	Viga (E16)
Ángulo de impacto:	$\alpha = 0^\circ$
<b>Registro de lecturas</b>	
N° Lectura	Rebote (R)
1	38
2	36
3	35
4	32
5	37
6	32
7	30
8	34
9	33
10	30
11	36
12	33

**Procesamiento de datos del ensayo de esclerometría**	
Promedio de lecturas (R):	34
Desviación estándar de lecturas:	2.6
Correlación entre el número promedio de rebotes (R) y la resistencia a la comprensión simple del concreto	**260 kg/cm<sup>2</sup>**

**Tabla 71***Ficha de ensayo de esclerometría en viga (E17) del módulo 2.*

<b>ENSAYO N° 17</b>	
Marca-modelo del martillo:	A&A (ZC3A)
Número de serie:	503
Fecha de ensayo:	11/08/2024
Fecha de calibración:	06/08/2024
<b>Información número de rebotes</b>	
Estructura:	Viga (E17)
Ángulo de impacto:	$\alpha = 0^\circ$
<b>Registro de lecturas</b>	
N° Lectura	Rebote (R)
1	34
2	30
3	34
4	34
5	36
6	34
7	32
8	34
9	36
10	35
11	35
12	34
	
<b>Procesamiento de datos del ensayo de esclerometría</b>	
Promedio de lecturas (R):	34
Desviación estándar de lecturas:	1.7
Correlación entre el número promedio de rebotes (R) y la resistencia a la compresión simple del concreto	<b>260 kg/cm<sup>2</sup></b>



**Tabla 72***Ficha de ensayo de esclerometría en viga (E18) del módulo 2.*

<b>ENSAYO N° 18</b>	
Marca-modelo del martillo:	A&A (ZC3A)
Número de serie:	503
Fecha de ensayo:	11/08/2024
Fecha de calibración:	06/08/2024
<b>Información número de rebotes</b>	
Estructura:	Viga (E18)
Ángulo de impacto:	$\alpha = 0^\circ$
<b>Registro de lecturas</b>	
N° Lectura	Rebote (R)
1	35
2	31
3	33
4	33
5	35
6	34
7	34
8	36
9	32
10	34
11	33
12	31

**Procesamiento de datos del ensayo de esclerometría**	
Promedio de lecturas (R):	33
Desviación estándar de lecturas:	1.6
Correlación entre el número promedio de rebotes (R) y la resistencia a la compresión simple del concreto	**250 kg/cm<sup>2</sup>**