

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL
DE HUAMANGA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS, GEOLOGÍA Y
CIVIL**

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS:

**"Evaluación del desempeño sísmico del bloque 04 del colegio
emblemático General Córdova de Vilcas Huamán basado en un
análisis dinámico incremental"**

Para optar el título profesional de:

INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

Bach. Rafael TABOADA TABOADA

ASESOR:

Msc. Ing. Saúl Walter RETAMOZO FERNÁNDEZ

AYACUCHO - PERÚ

2025

DEDICATORIA

A mis padres, Rafael y Doris, por su amor incondicional, ejemplo de perseverancia y enseñanzas que me inculcaron la importancia de la humildad, el esfuerzo constante y la capacidad de no rendirme ante las dificultades. Su apoyo y sacrificio han sido fundamentales en mi formación personal y profesional. De igual manera, expreso mi agradecimiento a mis hermanos por su acompañamiento permanente y apoyo incondicional a lo largo de este proceso.

AGRADECIMIENTOS

Expreso mi profundo agradecimiento a mi asesor, el Ing. Saúl Walter Retamozo Fernández, por su valiosa orientación académica, permanente disposición para absolver consultas y aportes técnicos brindados a lo largo del desarrollo de la presente tesis, los cuales fueron fundamentales para su culminación satisfactoria.

Asimismo, extiendo mi sincero agradecimiento a los miembros del jurado, el Msc. Ing. Rolando Cisneros Ayala y el Mg. Ing. Javier Francisco Taipe Carbajal, por sus acertadas observaciones, sugerencias técnicas y tiempo dedicado a la revisión del presente trabajo de investigación, contribuyendo significativamente a su mejora y rigor académico.

De igual manera, agradezco a los docentes de la Escuela de Posgrado en Ciencias de la Ingeniería Civil, con mención en Estructuras, por el fortalecimiento de mis conocimientos en el área de análisis no lineal de estructuras y diseño sísmico basado en desempeño, los cuales constituyen la base técnica de este estudio.

Finalmente, expreso mi gratitud a mis compañeros del ámbito laboral por el apoyo brindado mediante la facilitación de equipos de cómputo y recursos necesarios para la ejecución de los análisis dinámicos no lineales tiempo-historia desarrollados en la presente investigación.

RESUMEN

La presente tesis tiene como objetivo evaluar el desempeño sísmico del bloque 04 del Colegio Emblemático General Córdova, ubicado en el distrito de Vilcas Huamán, mediante la aplicación del Análisis Dinámico Incremental (Incremental Dynamic Analysis, IDA), en el marco del enfoque de diseño sísmico basado en desempeño. La edificación fue modelada considerando el comportamiento no lineal de los elementos estructurales, empleándose un conjunto representativo de registros sísmicos escalados en términos de la aceleración máxima del suelo (PGA) como parámetro de intensidad sísmica, mientras que la distorsión angular de entrepiso fue adoptada como medida de demanda estructural.

Los resultados obtenidos a partir de las curvas IDA permitieron identificar una concentración significativa de las demandas de deformación en el primer y segundo nivel de la edificación, alcanzándose valores máximos de distorsión angular que superan los límites establecidos por la Norma Técnica Peruana E.030, y respecto a los umbrales de desempeño propuestos por el Comité Vision 2000. Para un sismo ocasional, la estructura presenta un nivel de desempeño operacional, asociado a un daño leve. De manera similar, frente a un sismo raro, la edificación alcanza un estado de desempeño correspondiente a seguridad de vida, evidenciándose daño de moderado a severo en las columnas del primer nivel y en los muros de albañilería estructural, acompañado de una degradación significativa de la rigidez lateral.

A partir de la evaluación global del desempeño sísmico, se concluye que la edificación cumple con los objetivos de desempeño establecidos por el Comité Vision 2000 para los niveles de amenaza sísmica considerados. No obstante, se propone la implementación de un sistema de reforzamiento estructural en la dirección de los pórticos de concreto armado, mediante la incorporación de disipadores de energía de tipo viscoso, con el objetivo de reducir las demandas de desplazamiento y distorsión, mejorar la capacidad de disipación de energía y garantizar un desempeño estructural más favorable ante sismos raros con períodos de retorno de 475 años. Esta intervención contribuye a una mayor protección de la vida de los ocupantes y a la reducción del daño estructural en la dirección de los pórticos de concreto armado.

Palabras clave: desempeño sísmico, análisis dinámico incremental, IDA y análisis no lineal.

ABSTRACT

This thesis aims to evaluate the seismic performance of Block 04 of the General Córdova Emblematic School, located in the district of Vilcas Huamán, through the application of Incremental Dynamic Analysis (IDA), within the framework of performance-based seismic design. The building was modeled considering the nonlinear behavior of the structural elements, and a representative set of ground motion records was employed, scaled in terms of peak ground acceleration (PGA) as the seismic intensity measure, while the interstory drift ratio was adopted as the structural demand measure.

The results obtained from the IDA curves allowed the identification of a significant concentration of deformation demands at the first and second level of the building, reaching maximum interstory drift values that exceed the limits established by the Peruvian Seismic Design Code E.030, as well as the performance thresholds proposed by the Vision 2000 Committee. For a frequent earthquake, the structure exhibits an operational performance level associated with minor damage. Similarly, under a rare earthquake, the building reaches a life safety performance level, with moderate to severe damage observed in the first-story columns and in the structural masonry walls, along with a significant degradation of lateral stiffness.

Based on the global evaluation of seismic performance, it is concluded that the building satisfies the performance objectives established by the Vision 2000 Committee for the considered seismic hazard levels. Nevertheless, the implementation of a structural strengthening system in the direction of the reinforced concrete frames is proposed through the incorporation of viscous energy dissipation devices, with the aim of reducing displacement and drift demands, enhancing energy dissipation capacity, and ensuring improved structural performance under rare earthquakes with a return period of 475 years. This intervention contributes to enhanced life safety protection for occupants and to the reduction of structural damage in the direction of the reinforced concrete frames.

Keywords: seismic performance, incremental dynamic analysis, IDA, nonlinear behavior.

Índice general

Lista de acrónimos	XIX
Lista de símbolos	XX
1. Planteamiento del Problema	1
1.1. Descripción del problema (mundial, país, región)	1
1.2. Delimitación del problema	2
1.2.1. Espacial (geográfica)	2
1.2.2. Temporal	2
1.2.3. Temática y unidad de análisis	2
1.3. Formulación del problema	2
1.3.1. Problema general	2
1.3.2. Problemas específicos	2
1.4. Justificación e importancia	3
1.5. Limitaciones de la investigación	3
1.6. Objetivos	4
1.6.1. Objetivo general	4
1.6.2. Objetivos específicos	4
2. Marco Teórico	5
2.1. Antecedentes	5
2.1.1. Investigaciones internacionales	5

2.1.2.	Investigaciones nacionales	5
2.2.	Bases teóricas	6
2.2.1.	Teoría de la Tectónica de Placas	6
2.2.2.	Ondas sísmicas	6
2.2.3.	Mapa sísmico del Perú	7
2.2.4.	Efecto del sismo en una edificación	10
2.2.5.	Diseño sismorresistente	11
2.2.6.	Tipos de Análisis sísmicos	12
2.2.7.	Ecuaciones del análisis dinámico	12
2.2.8.	Integración numérica en elementos tipo fibra mediante cuadratura de Gauss	20
2.2.9.	Análisis dinámico incremental	22
2.2.10.	Desempeño Sísmico	23
2.3.	Marco conceptual	27
2.3.1.	No linealidad del material	27
2.3.2.	No linealidad geométrica	31
2.3.3.	Relación de momento curvatura y momento rotación	32
2.3.4.	Concreto confinado y no confinado	33
2.3.5.	Curva histéresis o comportamiento histerético.	33
2.3.6.	Ductilidad global de la estructura	36
2.3.7.	Degradación de rigidez	36
2.3.8.	Filtrado de registros sísmicos	36
2.3.9.	Corrección por línea base	37
2.3.10.	Intensidad de Arias	37
2.3.11.	Amortiguador viscoso	37
3.	Método de la Investigación	39
3.1.	Enfoque	39
3.2.	Alcance: Explicativo	39

3.3. Diseño de investigación (tipos: experimental y/o no experimental)	39
3.4. Población y muestra	40
3.5. Hipótesis	40
3.5.1. Hipótesis general	40
3.5.2. Hipótesis específicas	40
3.6. Operacionalización de variables, definición conceptual y operacional . . .	40
3.6.1. Variable Independiente	40
3.6.2. Variable Dependiente	41
3.7. Técnicas e instrumentos	43
3.8. Técnicas estadísticas para el procesamiento de la información	43
3.9. Desarrollo del trabajo de tesis	44
3.9.1. Datos de la Edificación	44
3.9.2. Implementación del modelo estructural en ETABS	52
3.9.3. Registros sísmicos	69
4. Resultados	85
4.1. Contrastación de hipótesis	85
4.1.1. Hipótesis específica 1	86
4.1.2. Hipótesis específica 2	87
4.1.3. Hipótesis específica 3	93
4.1.4. Reforzamiento estructural en la dirección de pórticos de concreto armado(dirección X)	104
4.2. Análisis e interpretación	106
5. Conclusiones	108
5.1. Conclusiones	108
5.2. Recomendaciones	110
5.3. Trabajos futuros	110
Bibliografía	111

A. Matriz de consistencia	115
B. Planos estructurales	116
C. Filtrado y corrección por línea base de los registros sísmicos	131
D. Escalado de los registros a cada uno de los niveles de Intensidad	134

Índice de figuras

1.	Placas tectónicas en la corteza terrestre.	7
2.	Diagrama del proceso tectónico de subducción.	8
3.	Registro de ondas sísmicas en una estación aceleró métrica	8
4.	Mapa sísmico del Perú	9
5.	Zonificación sísmica del Perú	10
6.	Efectos del sismo en edificaciones	11
7.	Sistema de un grado de libertad con aceleración de suelo en su base . . .	13
8.	Diagrama de cuerpo libre para un sistema de un grado de libertad	13
9.	Esquema de iteración numérica para la convergencia del residuo $R_f(U_f)$ hacia el equilibrio mediante el método de Newton-Raphson.	16
10.	Interpolación de la aceleración $\ddot{u}(t)$ en el intervalo de tiempo Δt	18
11.	Aplicación del método de Newton-Raphson para la búsqueda de raíces en sistemas no lineales, representando el proceso iterativo de convergencia hacia el equilibrio estructural.	19
12.	Métodos de la cuadratura Gauss	21
13.	Esquema gráfico de los niveles de desempeño según Comité SEAOC-Visión 2000(1995)	23
14.	Confinamiento del concreto en elementos estructurales	28
15.	Curva de esfuerzo deformación para un concreto confinado y no confinado propuesto por Mander et al. (1988).	29

16.	Curva de esfuerzo deformación para el acero de refuerzo propuesto por Park y Paulay (1975).	30
17.	Modelos constitutivos del concreto confinado y acero refuerzo para uso en el proyecto.	31
18.	Efecto $P-\Delta$ en edificaciones con grandes desplazamientos	32
19.	Relación de momento - curvatura o Momento - rotación.	33
20.	Modelo de Takeda con degradación de rigidez	34
21.	Representación del modelo de histéresis tipo Pivot y sus parámetros característicos	35
22.	Modelo de histéresis de tipo cinemático	35
23.	Ductilidad en edificaciones	36
24.	Disposición de los disipadores viscosos en una edificación	38
25.	Vista panorámica de la Institución Educativa	44
26.	Vista panorámica de la Institución Educativa	44
27.	Equipamiento y vistas del interior del bloque 04.	45
28.	Planta típica de la edificación	46
29.	Vista en elevación de la edificación	46
30.	Planta típica de la configuración estructural de la edificación	47
31.	Vista en elevación del eje Q-Q del sistema pórticos aislado de la tabiquería	47
32.	Vista en elevación del sistema del sistema de albañilería estructural en la dirección Y	48
33.	Cuadro de columnas de la edificación	49
34.	Cuadro de vigas especiales	50
35.	Cuadro de vigas principales de la edificación	51
36.	Cuadro de vigas secundarias de la edificación	52
37.	Curva de esfuerzo deformación del concreto con el modelo Mander et al. (1988) para un concreto confinado y no confinado	53

38.	Curva de esfuerzo deformación del acero A615Gr60 acuerdo al modelo propuesto por Park y Paulay (1975)	54
39.	Unidad de albañilería tipo IV	55
40.	Unidades y especímenes empleados en los ensayos de compresión de al- bañilería	56
41.	Configuración de los parámetros no lineales adoptados para los muros de albañilería, considerando una resistencia a compresión de la mampostería de $f'_m = 88 \text{ kg/cm}^2$	56
42.	Curva de esfuerzo deformación de la albañilería	57
43.	Propiedades lineales de la albañilería.	57
44.	Columna C3' en ETABS	58
45.	Diagrama de momento vs curvatura de la columna C3' en ETABS	58
46.	Vista posterior del Modelo 3D de la edificación en ETABS	59
47.	Vista frontal del Modelo 3D de la edificación en ETABS	59
48.	Diafragma rígido en cada piso en la edificación.	60
49.	Tabiquería del eje U-U, considerado para esta investigación como carga distribuida lineal	61
50.	Carga distribuida en vigas debido a la tabiquería.	63
51.	Formación de rótulas plásticas en los extremos de una viga	64
52.	Rigidez efectiva de una viga para un modelo de plasticidad concentrada. .	64
53.	Modelos de idealización no lineal de vigas y columnas.	65
54.	Modelos de idealización del muro de albañilería confinado.	65
55.	(a) y (b) muestran los resultados experimentales del muro M1.	66
56.	(a) y (b) muestran los resultados del muro M1 en el software ETABS. . .	66
57.	Comparación de la curva de histéresis de un muro de albañilería analizado experimentalmente y numéricamente.	67
58.	Parámetros no lineales para una rótula a corte que representará a nuestro muro de albañilería.	67
59.	Rótulas de tipo fibra y concentrada en columnas y vigas del eje U-U. . . .	68

60.	Rótulas de tipo fibra y concentrada en columnas y vigas del eje Q-Q. . . .	68
61.	Elementos con linealidad de tipo fibra y concentrada en las elevaciones 05 y 06.	68
62.	Sismo a 50km al SE de Lunahuana,Cañete-Lima	69
63.	Sismo a 50km al SE de Lunahuana,Cañete-Lima	70
64.	Sismo a 31km al O de Aplao, Castilla-Arequipa	70
65.	Sismo a 31km al O de Aplao, Castilla-Arequipa	70
66.	Sismo a 67km al NE de La Merced-Junin	71
67.	Sismo a 67km al NE de La Merced-Junin	71
68.	Sismo a 54km al SO de Chala, Caravelí-Arequipa	71
69.	Sismo a 54km al SO de Chala, Caravelí-Arequipa	72
70.	Sismo a 20km al NE de Ayaviri,Melgar-Puno	72
71.	Sismo a 20km al NE de Ayaviri,Melgar-Puno	72
72.	Sismo a 20km al NE de Ayaviri,Melgar-Puno	73
73.	Sismo a 20km al NE de Ayaviri,Melgar-Puno	73
74.	Sismo a 19km al S de Lomas, Caravelí-Arequipa	73
75.	Sismo a 19km al S de Lomas, Caravelí-Arequipa	74
76.	Registro sísmico con ruido y sin corrección por línea base.	75
77.	Registro sísmico filtrado y corregido por línea base.	75
78.	Intensidad de arias para el registro sísmico	76
79.	Curva de probabilidad anual de excedencia para sismos según el periodo de retorno.	77
80.	Obtención de los niveles de Intensidad a partir de una mínimo y máximo para una curva IDA.	78
81.	Curva de probabilidad sísmica para la provincia de Vilcas Huamán en Ayacucho.	79
82.	Niveles de intensidad de acuerdo a la aceleración máxima del suelo para la provincia de Vilcas Huamán en Ayacucho.	79
83.	Periodos fundamentales de vibración en la dirección X y Y de la edificación.	81

84.	Espectro elástico para cada nivel de intensidad.	81
85.	Escalado de los registros sísmicos para el nivel de Intensidad de $PGA = 0,116g$	83
86.	Diagrama de flujo del algoritmo incremental-iterativo para el análisis dinámico no lineal (IDA)	84
87.	Curvas IDA para el primer nivel en la dirección X	88
88.	Curvas IDA para el primer nivel en la dirección Y	89
89.	Curvas IDA para el segundo nivel en la dirección X	90
90.	Curvas IDA para el segundo nivel en la dirección Y	91
91.	Curvas IDA para el tercer nivel en la dirección X	92
92.	Curvas IDA para el tercer nivel en la dirección Y	93
93.	Curva de peligrosidad sísmica para la provincia de Vilcas Huamán y los niveles de desempeño de acuerdo al comité de Visión 2000.	94
94.	Valores de entrepiso según el nivel de amenaza sísmica cuyos valores se presentan en el cuadro 42 correspondiente a la dirección X	95
95.	Valores de entrepiso según el nivel de amenaza sísmica cuyos valores se presentan en el cuadro 44 correspondiente a la dirección Y	96
96.	Rótula plastificada en la dirección para un movimiento sísmico de tipo frecuente en la dirección X	97
97.	Degradación de resistencia de un muro de albañilería en el segundo nivel, para un sismo frecuente en la dirección Y	97
98.	Rótula plastificada en la dirección para un movimiento sísmico de tipo ocasional en la dirección X	98
99.	Degradación de resistencia de un muro de albañilería en el segundo nivel, para un sismo ocasional en la dirección Y	98
100.	Rótulas plásticas resultantes para un sismo raro, el sismo de diseño de la norma Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2019 en la dirección X	99

101. Rótulas plásticas resultantes para un sismo raro, el sismo de diseño de la norma Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2019 en la dirección Y	99
102. Rótula plastificada en la dirección para un movimiento sísmico en la dirección X	100
103. Degradación de resistencia de un muro de albañilería en el segundo nivel, dirección Y	100
104. Respuesta histerética y envolvente bilineal de la columna C2	101
105. Respuesta histerética y envolvente bilineal de la columna C3	102
106. Respuesta histerética y envolvente bilineal de la columna C4'	102
107. Respuesta histerética y caracterización bilineal de la columna C6	102
108. Evaluación de la ductilidad global de la estructura en la dirección X . . .	103
109. Evaluación de la ductilidad global de la estructura en la dirección Y . . .	104
110. Ubicación de los disipadores viscosos en dirección X de pórticos de concreto armado, eje Q-Q.	105
111. Ubicación de los disipadores viscosos en dirección X de pórticos de concreto armado, eje U-U.	105
112. Rótulas plásticas con disipadores viscosos en dirección X de pórticos de concreto armado, eje Q-Q.	106
113. Rótulas plásticas con disipadores viscosos en dirección X de pórticos de concreto armado, eje U-U.	106
114. Interfaz del software al iniciar el proceso de corrección y filtrado por línea base.	131
115. Configuración de los parámetros del registro sísmico para su carga, incluyendo el intervalo de tiempo de muestreo.	132
116. Registro sísmico cargado con presencia de errores iniciales y visualización de la pestaña destinada a la configuración de la corrección por línea base.	132

117. Opciones y parámetros configurados para la corrección del registro sísmico mediante filtrado y ajuste de línea base.	133
118. Resultado del proceso de corrección: registro sísmico ajustado en color azul y registro original en color gris para fines comparativos.	133
119. Interfaz inicial del software SeismoMatch al iniciar el programa.	134
120. Configuración de parámetros iniciales: tamaño de paso y línea de inicio de datos para la selección múltiple de registros sísmicos.	135
121. Selección de registros sísmicos correspondientes a la dirección Este–Oeste (EO).	135
122. Selección de registros sísmicos correspondientes a la dirección Norte–Sur (NS).	136
123. Selección del espectro objetivo para el proceso de escalamiento.	136
124. Configuración de parámetros del espectro: tamaño de paso y línea de inicio de datos.	137
125. Definición de parámetros de calibración y rango de periodos considerado (0.02 s a 4 s).	137
126. Vista del proceso de escalamiento de los registros sísmicos ejecutado por el software.	138
127. Vista del programa donde se verifica que los registros sísmicos han sido escalados y han alcanzado la convergencia durante el proceso de ajuste espectral.	138
128. Espectros de aceleración de los registros sísmicos adecuadamente escala- dos y ajustados al espectro elástico objetivo correspondiente.	139

Índice de cuadros

1.	Parámetros típicos del método de Newmark	20
2.	Evolución y alcance de las principales normativas sísmicas basadas en desempeño (PBSE)	24
3.	Niveles de desempeño estructural esperados según el tipo de edificación .	26
4.	Relación entre la vida útil de la estructura, la probabilidad de excedencia y el período de retorno	26
5.	Niveles de desempeño y límites de distorsión de entrepiso (Drift) según VISION 2000 (SEAOC, 1995)	27
6.	Definición conceptual y operacional de variables	41
7.	Matriz de operacionalización de variables	42
8.	Dimensiones de la edificación	45
9.	Tipos de columnas	48
10.	Vigas principales	50
11.	Vigas secundarias	50
12.	Propiedades del concreto	53
13.	Datos de la no linealidad del concreto	53
14.	Propiedades del acero ASTM A615 Grado 60	54
15.	Propiedades no lineales del Acero de Refuerzo A615 Gr60	55
16.	Propiedades del material de albañilería	55
17.	Carga distribuida en aulas	61
18.	Carga distribuida en área de circulación	61

19.	Carga distribuida en la cobertura	61
20.	Carga distribuida de la tabiquería en la puertas de ingreso a las aulas . .	62
21.	Carga distribuida de la tabiquería en la fachada posterior (zona de ventanas)	62
22.	Carga distribuida del parapeto de circulación	62
23.	Carga viva en la edificación de acuerdo a la norma E.020: Cargas	63
24.	Registros sísmicos seleccionados	69
25.	Niveles de Intensidad	80
26.	Factor de amplificación sísmica (C) para el espectro elástico.	80
27.	Valores para cada espectro elástico	82
29.	Desplazamiento máximo(m) en el primer piso - dirección X	86
30.	Desplazamiento máximo(m) en el primer piso - dirección Y	86
31.	Desplazamiento máximo(m) en el segundo piso - dirección X	86
32.	Desplazamiento máximo(m) en el segundo piso - dirección Y	87
33.	Desplazamiento máximo(m) en el tercer piso - dirección X	87
34.	Desplazamiento máximo(m) en el tercer piso - dirección Y	87
35.	Distorsión angular de entrepiso correspondiente al primer piso - dirección X	88
36.	Distorsión angular de entrepiso correspondiente al primer piso - dirección Y	88
37.	Distorsión angular de entrepiso correspondiente al segundo piso - dirección X	89
38.	Distorsión angular de entrepiso correspondiente al segundo piso - dirección Y	90
39.	Distorsión angular de entrepiso correspondiente al tercer piso - dirección X	91
40.	Distorsión angular de entrepiso correspondiente al tercer piso - dirección Y	92
41.	Aceleración del suelo por nivel de amenaza sísmica – Ayacucho (Vilcas Huamán)	94

42.	Resumen de distorsiones interpoladas para el segundo nivel en la dirección X	95
43.	Matriz de Niveles de Peligro Sísmico vs. Desempeño Estructural en la dirección X	95
44.	Resumen de distorsiones interpoladas para el segundo nivel en la dirección Y	96
45.	Matriz de Niveles de Peligro Sísmico vs. Desempeño Estructural en la dirección Y	96
46.	Ductilidad de columnas principales	101
47.	Matriz de Consistencia	115

Lista de acrónimos

ASCE	<i>American Society of Civil Engineers</i> (Sociedad Americana de Ingenieros Civiles)
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i> (referenciado para el acero de refuerzo A615)
ATC	<i>Applied Technology Council</i>
CISMID	Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres.
ETABS	Software de análisis estructural utilizado para el modelado no lineal de la edificación.
FEMA	<i>Federal Emergency Management Agency.</i>
IDA	<i>Incremental Dynamic Analysis</i> (Análisis Dinámico Incremental).
NTP	Norma Técnica Peruana.
PBSE	<i>Performance Based Seismic Engineering</i> (Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño).
PGA	<i>Peak Ground Acceleration</i> (Aceleración Máxima del Suelo).
SEAOC	<i>Structural Engineers Association of California.</i>
SENCICO	Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción.
UNSCH	Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga.
Vision 2000	Comité de la SEAOC que establece el marco conceptual del diseño por desempeño.

Lista de símbolos

$S_a(T_1)$	Aceleración espectral correspondiente al periodo fundamental de la estructura.
T_1	Periodo fundamental de vibración en la dirección de análisis.
Δ	Desplazamiento lateral elástico o inelástico de la estructura.
δ_{max}	Máxima deriva de entrepiso (<i>drift</i>) registrada en el análisis.
f'_c	Resistencia nominal a la compresión del concreto.
f'_m	Resistencia característica a compresión de la albañilería.
f_y	Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.
ξ	Razón de amortiguamiento crítico (generalmente 5 % para el modelo).
V	Fuerza cortante basal en la base de la edificación.
W	Peso total de la edificación para el cálculo sísmico.
Z	Factor de zona (según la ubicación en el mapa de zonificación sísmica).
U	Factor de importancia o categoría de la edificación.
S	Factor de amplificación del suelo.
C	Coefficiente de amplificación sísmica.
R	Coefficiente de reducción de las fuerzas sísmicas.
ϕ	Factor de reducción de resistencia o capacidad.
g	Aceleración de la gravedad ($9,81m/s^2$).

Capítulo 1

Planteamiento del Problema

En este capítulo se describe el problema, se delimita el problema (espacial, temporal, temática y unidad de análisis), así como la justifica la importancia y se define los límites y los objetivos de la investigación.

1.1. Descripción del problema (mundial, país, región)

Los terremotos de Turquía y siria fueron uno de los acontecimientos que marcó el 06 de febrero de 2023, debido a la gran pérdida de 60 mil vidas humanas y daños materiales; La magnitud de los sismos fue de 7.8 y 7.5 en la escala de Richter respectivamente. Este acontecimiento es de gran preocupación para la ingeniería estructural por los cuestionamientos a las normativas de diseño de cada país, esto debido a las grandes pérdidas económicas, materiales y vidas humanas ([IFRC], 2023).

En el Perú uno de los últimos acontecimientos y desastres para la población peruana fue el terremoto de pisco de magnitud de 7.9 en la escala de Richter, según el reporte de la dirección regional de educación de Ica, el sismo afectó 92 Instituciones educativas y de los cuales un promedio de 90 aulas se encuentra pendiente de atención para su respectiva reconstrucción. Cuyos perjudicados directos son la comunidad educativa (RPP Noticias, 2021). Por otra parte en las regiones de Loreto, Cajamarca y san Martín una vez ocurrido el sismo del 26 de mayo del 2019 específicamente en la región de loreto, de magnitud M8.0 se registraron daños estructurales significativos en las instituciones educativas, de acuerdo a la información del Centros de Operaciones de Emergencia Regionales (COER) se identificaron 217 Instituciones educativas con varios niveles de afectación los cuales 13 Instituciones educativas se identificaron inhabitables, 03 instituciones educativas se encuentran colapsadas y 201 Instituciones Educativas se encuentran afectadas y con ello perjudicando a 57,098 estudiantes de las 03 regiones (Canchanya & Cayetano, 2019).

Considerando a la región de Ayacucho como nuestra zona de estudio, según el reporte del Instituto Geofísico del Perú (IGP) se tiene un registro de un movimiento telúrico de 5.0 grados de magnitud cuyo epicentro se ubicó a 12 kilómetros al sureste de Soras distrito de la provincia de Sucre departamento Ayacucho. Cuyo evento sísmico es uno de los mayores registrados en el año 2024 en la región de Ayacucho ([IGP], 2024).

1.2. Delimitación del problema

A continuación, se establecen los límites espaciales, temporales y temáticos del proyecto.

1.2.1. Espacial (geográfica)

La presente investigación será aplicada al bloque 04 correspondiente a los pabellones de la Institución Educativa Emblemática “General Córdova” de la Provincia de Vilcas Huamán, cuya infraestructura nueva fue recientemente entregada por la Entidad Regional a la unidad de gestión educativa local de Vilcas Huamán (UGEL). Por ello la presente investigación toma como referencia la infraestructura nueva de esta Institución Educativa para evaluar el desempeño sísmico de las Infraestructuras Educativas que viene construyendo el Gobierno Regional de Ayacucho en toda la región.

1.2.2. Temporal

La información necesaria para realizar de la presente investigación será tomada del archivo documentario los cuales son planos, memorias descriptivas y pruebas de laboratorio del periodo de ejecución del proyecto: “MEJORAMIENTO DEL SERVICIO EDUCATIVO DE LA I.E.P. GENERAL CÓRDOVA DEL DISTRITO DE VILCAS HUAMÁN, PROVINCIA DE VILCAS HUAMÁN, REGIÓN AYACUCHO” el cual comprende desde el año 2019 al año 2024, datos con los cuales se realizará el análisis del desempeño sísmico de la infraestructura nueva.

1.2.3. Temática y unidad de análisis

Esta Investigación evaluará el desempeño sísmico del bloque 04 de la infraestructura nueva de la Institución Educativa Emblemática General Córdova de la provincia de Vilcas Huamán basada en un análisis dinámico Incremental, considerando la ductilidad de los elementos estructurales, desplazamientos máximos por piso y derivas inelásticas máximas. La presente investigación tendrá como unidad de análisis a los desplazamientos inelásticos de la edificación resultado del modelamiento y mediante un análisis no lineal dinámico incremental de la Infraestructura.

1.3. Formulación del problema

1.3.1. Problema general

¿Cuál es el desempeño sísmico del bloque 04 correspondiente a la infraestructura nueva de la Institución Educativa Emblemática General Córdova de la provincia de Vilcas Huamán al aplicar un análisis dinámico incremental?

1.3.2. Problemas específicos

1. ¿Cuáles son los desplazamientos del bloque 04 correspondiente a la infraestructura nueva de la Institución Educativa Emblemática General Córdova de la provincia de Vilcas Huamán al aplicar un análisis dinámico incremental?
2. ¿Cuáles son las curvas de análisis dinámico incremental (curvas IDA) del bloque 04 correspondiente a la infraestructura nueva de la Institución Educativa Emblemática

General Córdova de la provincia de Vilcas Huamán al aplicar un análisis dinámico incremental?

3. ¿Cuál es la ductilidad y el índice de daño de los elementos estructurales del bloque 04 correspondiente a la infraestructura nueva de la Institución Educativa Emblemática General Córdova de la provincia de Vilcas Huamán al aplicar un análisis dinámico incremental?

1.4. Justificación e importancia

La presente investigación se justifica debido a la elevada amenaza sísmica a la que se encuentra expuesta la Institución Educativa Emblemática General Córdova, ubicada en la provincia de Vilcas Huamán, región Ayacucho. De acuerdo con la zonificación sísmica establecida en la Norma Técnica E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), dicha localidad se encuentra clasificada dentro de la zona sísmica 3, caracterizada por un alto nivel de peligrosidad, representado mediante el factor sísmico asociado a la aceleración máxima horizontal del terreno en condiciones de suelo rígido.

Adicionalmente, la edificación en estudio corresponde a una institución educativa, la cual, según la Norma E.030, se clasifica como una edificación esencial de categoría A2. Este tipo de edificaciones cumple una función crítica dentro del sistema urbano, ya que su operación no debería interrumpirse de manera significativa luego de la ocurrencia de un sismo severo, debido a su rol social y estratégico en situaciones de emergencia (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2019).

Asimismo, la normativa sismorresistente vigente establece que las edificaciones esenciales de categoría A2 deben estar en condiciones de servir como espacios de refugio y apoyo para la población afectada tras un evento sísmico de gran magnitud. En este contexto, resulta fundamental garantizar que la edificación mantenga niveles adecuados de desempeño estructural que permitan preservar la seguridad de los ocupantes y la continuidad de su funcionamiento posterior al sismo.

En concordancia con lo establecido por la Norma Técnica E.030, se espera que una institución educativa esencial no experimente daños estructurales severos ni interrupciones funcionales significativas frente a un sismo severo. Sin embargo, las características constructivas y la incertidumbre inherente a la respuesta sísmica de las estructuras hacen necesaria una evaluación rigurosa de su comportamiento real ante distintos niveles de demanda sísmica.

Por lo tanto, previo a la ocurrencia de un sismo severo en la región de Ayacucho que pueda ocasionar pérdidas humanas y daños materiales considerables, la presente investigación se enfoca en la evaluación del desempeño sísmico de la edificación mediante un análisis dinámico incremental (IDA). Dicho análisis se desarrolla a partir de las características estructurales reales de la edificación y del uso de registros sísmicos representativos de la región de Ayacucho y del territorio peruano. Los resultados obtenidos permitirán generar información técnica relevante que podrá servir como base para futuras propuestas de reforzamiento estructural, así como para la revisión crítica y mejora de los criterios de diseño sismorresistente aplicados en edificaciones educativas de la región.

1.5. Limitaciones de la investigación

Una de las principales limitaciones del presente estudio está relacionada con la capacidad computacional disponible para el desarrollo del análisis. El empleo de modelos estructurales no lineales, basados en plasticidad distribuida, incrementa significativamente los tiempos de

cálculo cuando se realizan análisis dinámicos. Esta condición ha requerido restringir el número de simulaciones efectuadas, priorizando escenarios sísmicos representativos que permitan evaluar el desempeño de la edificación sin comprometer la viabilidad del estudio.

Así mismo, en los análisis dinámicos no lineales, la aplicación de sismos de alta intensidad puede generar problemas de no convergencia numérica, especialmente cuando la estructura presenta un comportamiento inelásticos severo. La degradación de rigidez y resistencia, junto con la formación de grandes deformaciones, provoca inestabilidades en la matriz de rigidez que dificultan la solución iterativa del equilibrio dinámico.

En el contexto del análisis dinámico incremental, esta no convergencia puede presentarse antes de alcanzar el colapso físico real de la estructura, constituyendo una limitación inherente del método y requiriendo una interpretación cuidadosa de los resultados obtenidos.

1.6. Objetivos

1.6.1. Objetivo general

Realizar un modelamiento basado en un análisis no lineal dinámico para determinar el desempeño sísmico del bloque 04 correspondiente a la Infraestructura nueva de la Institución Educativa Emblemática General Córdova de la provincia de Vilcas Huamán, considerando la ductilidad de los elementos estructurales, desplazamientos máximos por piso y derivas inelásticas máximas.

1.6.2. Objetivos específicos

1. Determinar los desplazamientos inelásticos máximos del bloque 04, correspondiente a la infraestructura nueva de la Institución Educativa Emblemática General Córdova, ubicada en la provincia de Vilcas Huamán, mediante la aplicación de un análisis dinámico incremental, con el fin de evaluar la demanda de deformación global de la estructura frente a distintos niveles de intensidad sísmica.
2. Obtener las curvas de análisis dinámico incremental (IDA), lo que permitirá caracterizar la relación entre la intensidad sísmica aplicada y la respuesta estructural, así como identificar umbrales de desempeño asociados a diferentes estados límite.
3. Determinar la ductilidad y el índice de daño de los elementos estructurales del bloque 04, correspondiente a la Institución Educativa Emblemática General Córdova, a partir de los resultados del análisis dinámico incremental, con el propósito de identificar los elementos más demandados y evaluar el nivel de daño estructural esperado.

Capítulo 2

Marco Teórico

En este capítulo se presentan los antecedentes de investigaciones nacionales e internacionales vinculadas al tema de estudio. Asimismo, se desarrolla el marco teórico y conceptual que sustenta las bases del análisis no lineal dinámico en el dominio del tiempo (tiempo–historia), abordando los principales fundamentos y criterios empleados en su aplicación.

2.1. Antecedentes

2.1.1. Investigaciones internacionales

Ulcuango y Haro (2024) en su investigación “Evaluación del desempeño sísmico de un sistema dual de hormigón armado con diferentes niveles de irregularidad torsional”, estudiaron cómo distintos grados de irregularidad torsional afectan el comportamiento sísmico de sistemas duales de hormigón armado. Para ello, construyeron tres arquetipos estructurales con diferentes niveles de asimetría en planta y los sometieron a análisis estático y dinámico no lineal. La validación de los modelos de fibra empleados se realizó contrastando los resultados con ensayos experimentales de referencia. A partir de curvas IDA con once registros del PEER, obtuvieron curvas de fragilidad para tres niveles de desempeño y cuantificaron los coeficientes de margen de colapso correspondientes.

2.1.2. Investigaciones nacionales

Díaz Tafur y Polo Nontol (2019) en su investigación “Evaluación del nivel de desempeño sísmico del colegio José Faustino Sánchez Carrión (GUE) de Trujillo aplicando el análisis dinámico incremental”, evaluaron el desempeño sísmico de una institución educativa en Trujillo mediante el análisis dinámico incremental. El modelamiento no lineal se desarrolló en ETABS 2016, incorporando rótulas plásticas de tipo fibra, y los niveles de desempeño fueron evaluados con la metodología del Comité SEAOC-Visión 2000. Los autores concluyeron que la estructura cumple con el nivel de Seguridad de Vida bajo la acción sísmica de diseño, con coeficientes de reducción sísmica más conservadores que los normalizados.

Pecho Castillo y Sibina Mego (2020) en su investigación “Determinación del desempeño sísmico del Hospital Virgen de la Puerta del distrito de La Esperanza al aplicar el análisis dinámico incremental”, investigaron sobre las edificaciones esenciales, los hospitales y colegios, cuyas estructuras deben ser diseñadas con mayor rigurosidad que las edificaciones comunes. Para ello los autores emplearon el Análisis Dinámico Incremental (IDA) para la determinación del desempeño sísmico del Hospital Virgen de la Puerta. Los investigadores una vez realizados

el modelamiento estructural y calibrar los modelos matemáticos encontraron los siguientes resultados: Desplazamientos Inelásticos de Entrepiso, Derivas Máximas, Índices de Daño y ductilidad de los elementos, Curvas de Capacidad, Curvas IDA, Rigidez de la Edificación y Factor de Reducción Sísmica. Finalmente, los investigadores con estos diagramas definen el nivel de Desempeño y el estado de Daño de la estructura. En el cual llegaron a determinar que la edificación presenta un nivel de desempeño de “Seguridad de Vida” y un estado de daño “Moderado” según a los registros sísmicos de la zona.

Paredes Cruz (2022) en su investigación “Evaluación del desempeño sísmico de una Institución Educativa empleando el análisis no lineal dinámico”, identificó que numerosas instituciones educativas peruanas operan con estructuras cuyo diseño original no contempló criterios sismorresistentes vigentes. Mediante el análisis dinámico incremental aplicado a dos módulos de una escuela de los años 90, con sistema de pórticos de concreto en una dirección y albañilería confinada en la dirección perpendicular, la autora concluyó que la dirección aporticada exhibe daño estructural completo bajo sismos severos, evidenciando la necesidad de reforzamiento en ese eje.

2.2. Bases teóricas

2.2.1. Teoría de la Tectónica de Placas

Es una teoría ampliamente aceptada, cuyo origen se remonta a inicios del siglo XX, cuando el astrónomo y meteorólogo alemán Wegener (1929) planteó la *deriva continental*, en la cual consideraba que los continentes inicialmente estaban unidos en un solo supercontinente llamado *Pangea* y que, por procesos geodinámicos internos a la corteza terrestre, estos se han ido separando unos de otros.

Paralelamente, el geofísico Reid (1910) propuso la *Teoría del Rebote Elástico*, donde explica el origen de los sismos gracias a estudios realizados tras el terremoto de California del 18 de abril de 1906.

Con base en los planteamientos de estos investigadores, se establecen las bases de la sismología moderna. Dentro del estudio sismológico se plantea que la corteza terrestre está dividida en placas tectónicas que interactúan entre sí mediante movimientos convergentes, divergentes o transformantes. En el caso del Perú, como se visualiza en la Figura 1, este se encuentra en el límite entre la placa de Nazca y la Sudamericana, cuyo movimiento es de tipo convergente o de subducción; de acuerdo con la teoría sismológica, los sismos y terremotos en el Perú ocurren debido a la liberación de energía acumulada cuando la resistencia al desplazamiento es superada en el contacto entre dichas placas.

2.2.2. Ondas sísmicas

Las ondas sísmicas son oscilaciones o movimientos de la corteza terrestre a consecuencia de la energía liberada en la zonas de subducción, esto para nuestro territorio peruano, o de manera general la energía liberada en la interacción de las placas tectónicas, específicamente en un punto llamado foco o hipocentro (Aki & Richards, 2002).

Ahora teniendo las ondas sísmicas podemos dividir las en ondas superficiales e internas.

- **Ondas internas:** Corresponden a las ondas sísmicas internas que se propagan a partir del foco sísmico o hipocentro.
 - ✓ Ondas P: Estas ondas actúan mediante compresión y dilatación del medio rocoso, alcanzando velocidades superiores a 7 km/s, lo que las convierte en las primeras señales registradas por los acelerómetros.

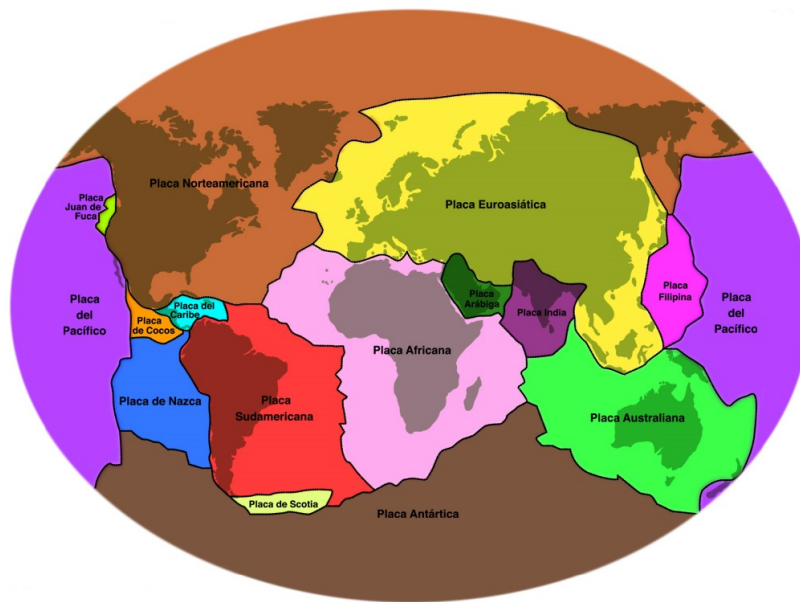


Figura 1. *Placas tectónicas en la corteza terrestre.*

Fuente: UNAM-DGDC (2017, 18 de septiembre)

- ✓ Ondas S: Estas ondas son naturaleza cortante, vibran de forma perpendicular a su dirección de propagación y se desplazan a velocidades de entre 4 y 6 km/s, llegando a los instrumentos de registro en segundo lugar (Aki & Richards, 2002).
- **Ondas superficiales:** Corresponden a las ondas sísmicas superficiales que se propagan a partir del epicentro del sismo.
 - ✓ Ondas Rayleigh: como demostró Strutt (1885), es una onda superficial de movimiento elíptico y retrogrado. estas ondas se propagan superficialmente a una velocidad de entre 3-5 km/s.
 - ✓ Ondas Love: El movimiento de las partículas del suelo es perpendicular a la dirección de propagación de las ondas de Rayleigh, la velocidad de estas ondas varían desde los 2 a 3 km/s. estos conceptos de ondas Love fueron introducidas en el estudio de la sismología por Love (1911).

2.2.3. Mapa sísmico del Perú

De acuerdo con Instituto Geofísico del Perú — Centro Sismológico Nacional (CENSIS) (2024), el mapa sísmico del Perú muestra la distribución de eventos sísmicos registrados en el territorio nacional con magnitudes mayores a 4.0 en la escala de magnitud momento (M_w), abarcando el periodo de 1960 a 2024. Este tipo de herramienta resulta esencial para comprender la dinámica sísmica del país y su nivel de peligrosidad.

Es importante considerar que el impacto destructivo de un sismo no depende únicamente de su magnitud, sino también de otros factores como la profundidad del foco, la duración del movimiento, las propiedades de las rocas que atraviesan las ondas sísmicas y la vulnerabilidad estructural de edificaciones y obras civiles.

En el Perú, las principales fuentes sismogénicas se clasifican en tres categorías:

1. La zona de subducción entre las placas de Nazca y Sudamericana.

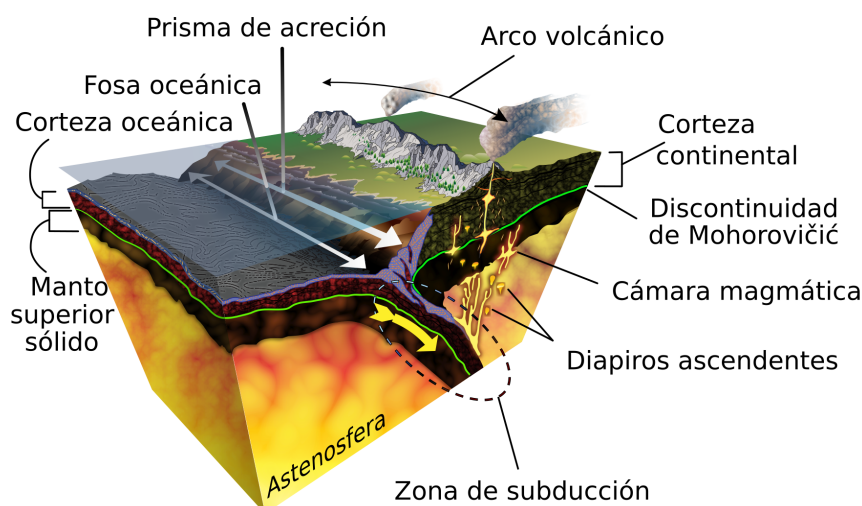


Figura 2. Diagrama del proceso tectónico de subducción.

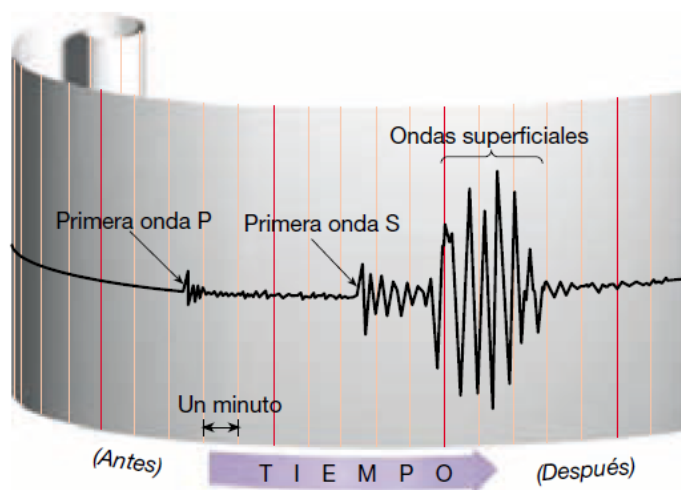


Figura 3. Registro de ondas sísmicas en una estación acelero métrica

Fuente: Red Geocientífica de Chile (2019)

2. La deformación interna de la corteza continental.
3. La deformación de la corteza oceánica, con focos a profundidades mayores a 61 km.

Ejemplos significativos incluyen el terremoto de Pisco (15 de agosto de 2007, 8.0 Mw), originado en la primera fuente, que ocasionó daños severos y más de 500 víctimas; el sismo de Moyobamba (5 de abril de 1991, 6.0 Mw), asociado a la segunda fuente; y el evento sísmico de Contamana (24 de agosto de 2011, 7.0 Mw), vinculado a la tercera fuente y que produjo licuación de suelos y deslizamientos.

El análisis del mapa sísmico evidencia una alta peligrosidad sísmica en el país, particularmente en las regiones centro y sur, mientras que la zona norte presenta una peligrosidad moderada. Si bien no es posible predecir con exactitud la ocurrencia de los sismos, el registro histórico indica que los terremotos tienden a repetirse con características similares o mayores. Por ello, se enfatiza la importancia de la educación preventiva y el diseño sismorresistente, dado que los colapsos estructurales son los que realmente ocasionan pérdidas humanas y materiales.

2.2.3.1. Zonificación sísmica del Perú

Según establece la norma E.030 del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2019) el Perú posee 04 zonas sísmicas, esto gracias a la sismicidad observada en el territorio peruano presentado en la Figura 4, a cada una de estas zonas presentadas en la Figura 5 se le asigna un aceleración máxima horizontal del suelo. Esta aceleración máxima tiene un 10 % de ser excedida en un periodo de 50 años. Adicionalmente estas aceleraciones están representadas como una fracción de la gravedad.

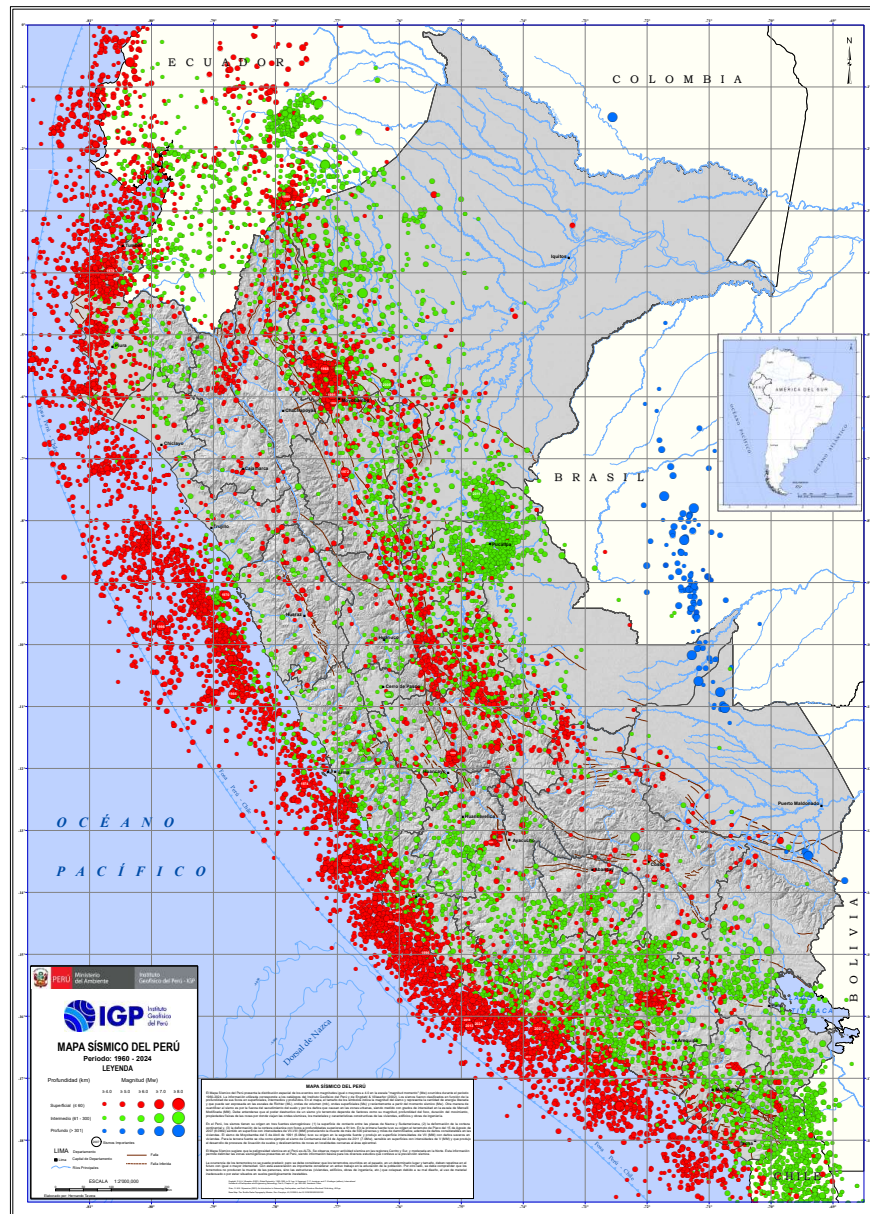


Figura 4. Mapa sísmico del Perú

Fuente: Instituto Geofísico del Perú — Centro Sismológico Nacional (CENSIS) (2024)

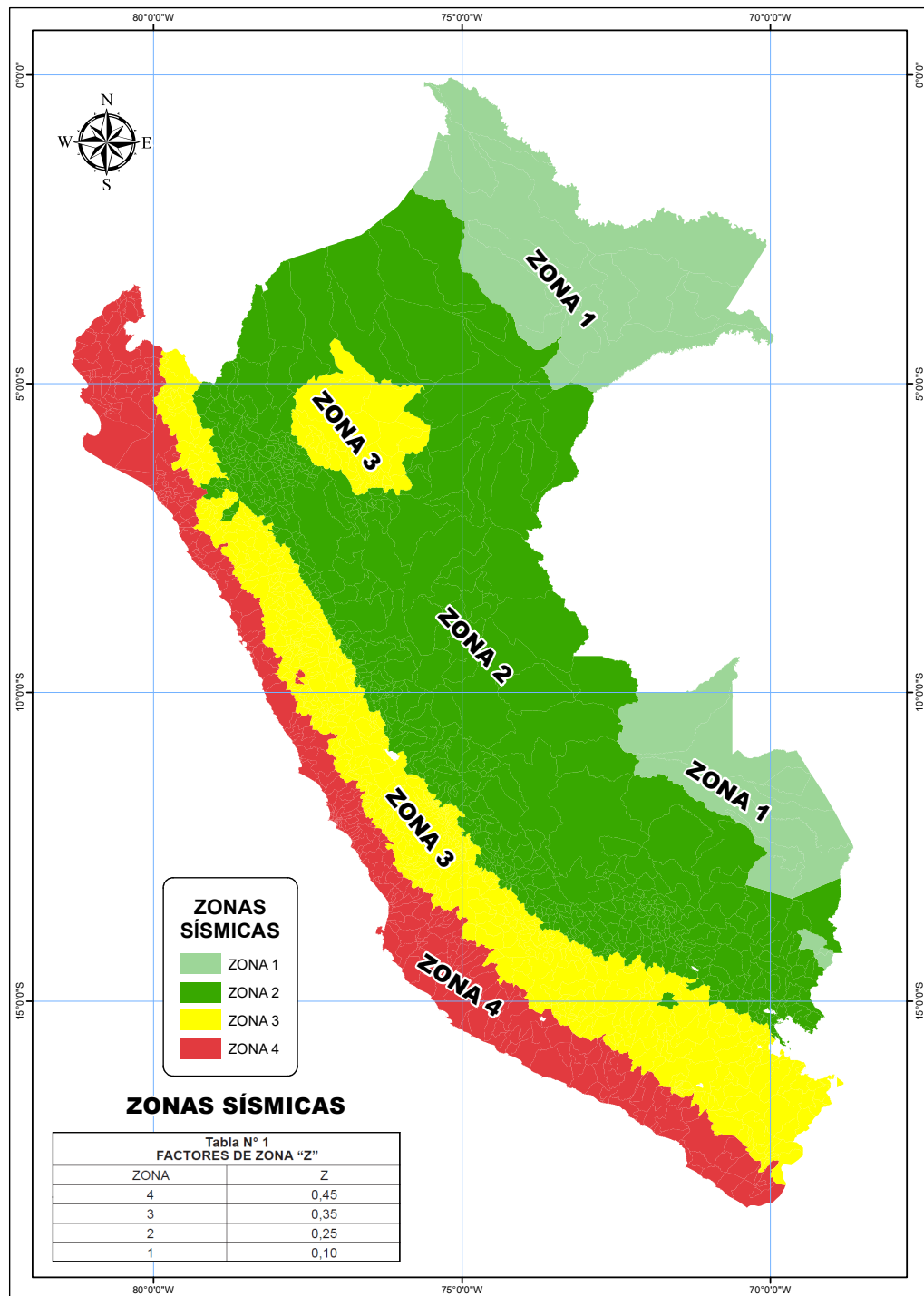


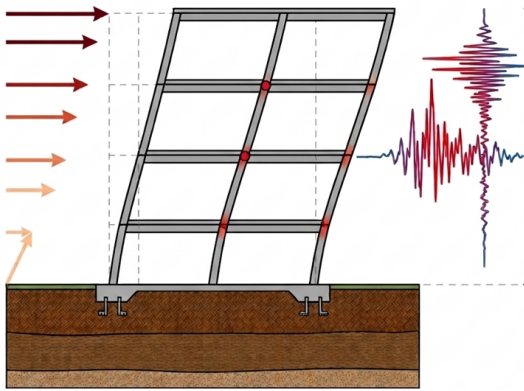
Figura 5. Zonificación sísmica del Perú

Fuente: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2019)

2.2.4. Efecto del sismo en una edificación

El efecto del sismo en una edificación se interpreta como una fuerza horizontal que cuyo valor es directamente proporcional a la masa de la edificación y a la aceleración del terreno. Entonces como un sismo se compone de ondas en las tres direcciones; tenemos 02 aceleracio-

nes horizontales y aceleración vertical en la base de la edificación, de los cuales las fuerzas horizontales a las aceleraciones horizontales son las principales responsables del daño en las estructuras.



(a) Efecto del sismo en una edificación



(b) Edificación colapsada producto del terremoto de pisco del 2007

Fuente: Extraído de La Lupa (2024)

Figura 6. Efectos del sismo en edificaciones

2.2.5. Diseño sismorresistente

Según establece la norma E.030 del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2019) de diseño sismorresistente para el estado peruano, la filosofía de diseño estructural sismorresistente se basará en los siguientes aspectos:

- Evitar pérdidas Humanas debido a un mal comportamiento estructural de la edificación durante el sismo, el cual puede ocasionar el colapso total de la estructura, cobrando la vida los ocupantes.
- Garantizar la continuidad de los servicios básicos en la edificación según la categoría de la infraestructura, esto con el objetivo de brindar los primeros auxilios y de refugio a las personas que han sido afectadas por el movimiento sísmico severo.
- Minimizar el daño estructural de los sismos en la edificación, esto con el objetivo de evitar cuantiosos gastos de reparación de la edificación.

En base al objetivo de la filosofía de diseño estructural, la concepción inicial para diseñar una estructura sismorresistente debe cumplir con los siguientes aspectos:

- Simetría en la rigidez estructural y distribución de masa en la configuración en planta de la edificación.
- Evitar sobrecargar los pisos superiores, es decir considerar pesos mínimos en los pisos altos de la edificación.
- Brindar la suficiente rigidez en las principales direcciones para una adecuada respuesta frente a cargas laterales.
- Garantizar la continuidad estructural de los elementos estructurales en todos los niveles de la edificación.
- Brindar una adecuada capacidad de deformación a los elementos estructurales dentro del rango inelástico.
- Considerar las deformaciones permisibles de entrepisos y la deriva máximas de la edificación como establece la norma técnica de diseño sismorresistente.
- Finalmente ser estricto en las buenas prácticas constructivas de los elementos estructurales y no estructurales.

Como condiciones primordiales para diseño sismorresistente según la norma técnica peruana E.030 del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2019) considera el peligro sísmico mediante la zonificación, condiciones geotécnicas y parámetros de sitio.

Seguidamente incide en el sistema estructural, regularidad de la edificación y la categoría para finalmente realizar el análisis estructural según los métodos especificados en la norma con la finalidad de verificar los requisitos de rigidez, resistencia y ductilidad. Por lo tanto, la norma de diseño sismorresistente define implícitamente el nivel de desempeño de la estructura según la categoría de la edificación.

2.2.6. Tipos de Análisis sísmicos

2.2.6.1. Análisis estático o método de fuerzas equivalentes:

En este tipo de análisis sísmico, el método considera a la acción sísmica en la edificación como un conjunto de fuerzas que actúan en el centro de masas del nivel de piso correspondiente a la edificación.

De acuerdo a la norma E.030 del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2019) se toma las siguientes consideraciones.

- El método calcula la fuerza cortante en la base de la edificación para finalmente a partir de ello realizar la distribución de la fuerza sísmica en cada uno de los centros de masa correspondiente a los niveles de la edificación.
- El método de análisis es aplicable para edificaciones ubicadas en la zona sísmica 1 y regulares de no más 30 m de altura; en caso de edificaciones de albañilería confinada de no más de 15 m de altura.

2.2.6.2. Análisis Dinámico Modal Espectral

En este tipo de análisis sísmico, el método considera los espectros de diseño de cada región sísmica es decir considera la aceleración del suelo y periodo correspondiente a cada uno de los valores de la aceleración del suelo, adicionalmente el método considera la contribución de la masa de la estructura y la interacción de los modos de vibración para la determinación de la cortante basal, desplazamientos elásticos y fuerzas internas para su posterior diseño (Chopra, 2017).

2.2.6.3. Análisis Dinámico Tiempo – Historia.

En este tipo de análisis sísmico, el método considera el comportamiento histerético de los elementos estructurales es decir toma en cuenta la fluencia, degradación de la resistencia, degradación de rigidez y el estrechamiento de los lazos histeréticos de elementos estructurales al aplicar una carga cíclica, adicionalmente precisar que la carga cíclica es debido a la aplicación de un conjunto de registros sísmicos o aceleraciones del terreno.

2.2.7. Ecuaciones del análisis dinámico

2.2.7.1. Análisis dinámico lineal

A continuación, se deduce la ecuación general del movimiento para una estructura de un grado de libertad sometida a la acción de una aceleración en su base.

En la figura 7 se ilustra el sistema mostrando cómo se mide la aceleración de la masa $\mathbf{M}$ tanto con respecto a su posición de equilibrio (q) como con respecto a un punto fijo en la Tierra (q_t).

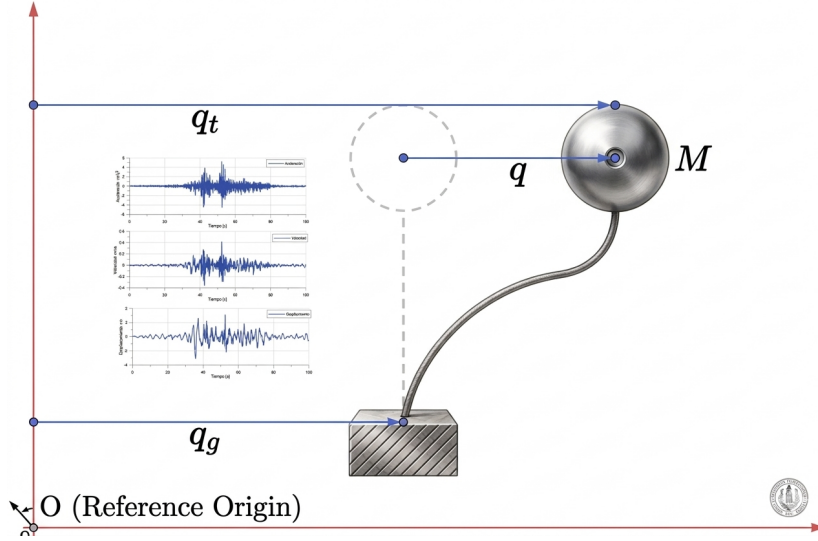


Figura 7. Sistema de un grado de libertad con aceleración de suelo en su base

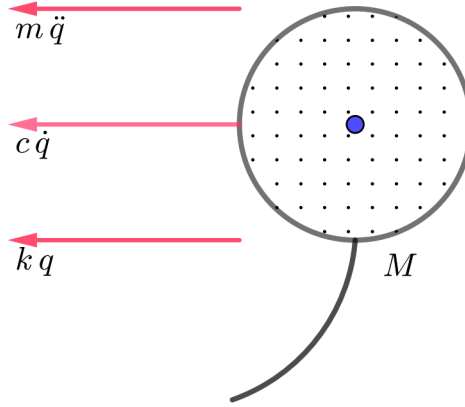


Figura 8. Diagrama de cuerpo libre para un sistema de un grado de libertad

Para determinar la aceleración de la masa M , se parte de la expresión del desplazamiento total dada por la ecuación 2.1:

$$q_t = q_g + q \quad (2.1)$$

donde q_t es el desplazamiento total de la masa, q_g el desplazamiento del terreno (movimiento de base) y q el desplazamiento relativo de la masa respecto al suelo.

Derivando la ecuación 2.1 con respecto al tiempo, se obtiene la velocidad total:

$$\frac{dq_t}{dt} = \frac{d(q_g + q)}{dt} \quad (2.2)$$

$$\dot{q}_t = \dot{q}_g + \dot{q} \quad (2.3)$$

Finalmente, derivando nuevamente la ecuación 2.3, se obtiene la expresión que relaciona la aceleración total de la masa M con la aceleración relativa y la aceleración del suelo:

$$\frac{d\dot{q}_t}{dt} = \frac{d(\dot{q}_g + \dot{q})}{dt} \quad (2.4)$$

$$\ddot{q}_t = \ddot{q}_g + \ddot{q} \quad (2.5)$$

A partir del equilibrio dinámico de una masa m sometida a un movimiento sísmico del terreno, se tiene que la suma de las fuerzas inerciales, viscosas y elásticas debe ser nula. Por tanto, la ecuación de movimiento libre se expresa como:

$$m \ddot{q}_t + c \dot{q} + k q = 0 \quad (2.6)$$

donde: m es la masa del sistema, c es el coeficiente de amortiguamiento, k es la rigidez del sistema, q representa el desplazamiento relativo de la masa respecto al suelo.

Cuando el sistema se encuentra sobre una base en movimiento, el desplazamiento absoluto de la masa se expresa como:

$$u_t = u_g + q \quad (2.7)$$

donde u_g es el desplazamiento del terreno y q el desplazamiento relativo. Sustituyendo la aceleración absoluta $\ddot{u}_t = \ddot{q} + \ddot{u}_g$ en la ecuación 2.6, se obtiene:

$$m(\ddot{q} + \ddot{u}_g) + c \dot{q} + k q = 0 \quad (2.8)$$

Desarrollando los términos dentro del paréntesis, resulta:

$$m \ddot{q} + m \ddot{u}_g + c \dot{q} + k q = 0 \quad (2.9)$$

Finalmente, agrupando los términos dependientes del desplazamiento relativo q , se obtiene la ecuación dinámica del movimiento relativo, que incorpora el efecto de la aceleración del terreno como una fuerza inercial equivalente:

$$m \ddot{q} + c \dot{q} + k q = -m \ddot{u}_g \quad (2.10)$$

La ecuación 2.10 muestra que el sistema responde a una excitación externa equivalente a una fuerza sísmica $-m \ddot{u}_g$, la cual representa la acción de la aceleración del terreno sobre la masa m .

La ecuación de equilibrio dinámico de una estructura con varios grados de libertad puede expresarse como:

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K} \mathbf{u}(t) = \mathbf{P}(t) \quad (2.11)$$

donde $\mathbf{M}$, $\mathbf{C}$ y $\mathbf{K}$ son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez, respectivamente; $\mathbf{u}(t)$, $\dot{\mathbf{u}}(t)$ y $\ddot{\mathbf{u}}(t)$ representan los desplazamientos, velocidades y aceleraciones; y $\mathbf{P}(t)$ el vector de fuerzas externas o la fuerza inercial debido a la aceleración del terreno en el tiempo (Chopra, 2014; Clough & Penzien, 2003).

2.2.7.2. Análisis Dinámico No Lineal

El análisis dinámico no lineal representa una extensión del marco estático no lineal. En este enfoque, se define un vector de fuerza residual y se emplean algoritmos de búsqueda de raíces para resolver las ecuaciones de movimiento, utilizando esquemas de integración temporal para progresar a través de intervalos de tiempo discretos.

Para el caso de una respuesta estructural con comportamiento elástico-lineal, la formulación se basa en las matrices de rigidez, masa y amortiguamiento:

$$M\ddot{U}_f + C\dot{U}_f + K_{ff}U_f = P_f(t) \quad (2.12)$$

Donde $P_f(t)$ es la carga aplicada en función del tiempo sobre los grados de libertad libres y U_f representa los desplazamientos correspondientes. Los vectores de velocidad ($\dot{U}_f$) y aceleración ($\ddot{U}_f$) derivan temporalmente del desplazamiento nodal. La matriz de masa (M) se obtiene de los elementos y masas nodales, mientras que la matriz de amortiguamiento (C) suele definirse mediante el amortiguamiento de Rayleigh.

$$C = \alpha M + \beta K_{ff} \quad (2.13)$$

Ecuación de Movimiento No Lineal

En sistemas no lineales, la ecuación de movimiento presenta variaciones según el tratamiento del amortiguamiento. No obstante, el término de fuerza resistente estática se transforma en una función no lineal de los desplazamientos:

$$M\ddot{U}_f + C\dot{U}_f + P_r(U_f) = P_f(t) \quad (2.14)$$

Para definir la matriz de amortiguamiento en este contexto, se puede considerar la rigidez inicial (K_0), la rigidez tangente (K_T) o una combinación de ambas:

$$C = \alpha M + \beta_0 K_0 + \beta_1 K_T \quad (2.15)$$

El equilibrio dinámico se expresa en forma residual para facilitar su resolución mediante algoritmos iterativos:

$$R_f(U_f) = P_f - P_r(U_f) - C\dot{U}_f - M\ddot{U}_f \quad (2.16)$$

2.2.7.3. Amortiguamiento No Lineal

Cuando se integran componentes como aisladores o disipadores viscosos, el amortiguamiento se vuelve dependiente de la velocidad nodal de forma no lineal. En tales casos, la fuerza resistente se expresa en función del desplazamiento y la velocidad:

$$M\ddot{U}_f + C\dot{U}_f + P_r(U_f, \dot{U}_f) = P_f(t) \quad (2.17)$$

Consecuentemente, el vector de equilibrio residual se redefine como:

$$R_f(U_f) = P_f - P_r(U_f, \dot{U}_f) - C\dot{U}_f - M\ddot{U}_f \quad (2.18)$$

Algoritmo de Búsqueda de Raíces

La resolución numérica emplea habitualmente el método de Newton-Raphson junto con esquemas de integración como el método de Newmark. Se requiere obtener la derivada parcial

del residuo respecto a los desplazamientos para hallar la matriz de rigidez tangente dinámica efectiva (K_T^*):

$$-K_T^* = \frac{\partial P_f}{\partial U_f} - \frac{\partial P_r}{\partial U_f} - \left(\frac{\partial P_r}{\partial \dot{U}_f} + C \right) \frac{\partial \dot{U}_f}{\partial U_f} - M \frac{\partial \ddot{U}_f}{\partial U_f} \quad (2.19)$$

En situaciones convencionales donde no existen cargas dependientes de la configuración (follower loads), la matriz tangente dinámica se simplifica a:

$$K_T^* = K_T + C_T \frac{\partial \dot{U}_f}{\partial U_f} + M \frac{\partial \ddot{U}_f}{\partial U_f} \quad (2.20)$$

Donde la matriz de amortiguamiento tangente (C_T) integra la parte lineal y las contribuciones no lineales:

$$C_T = \frac{\partial P_r}{\partial \dot{U}_f} + C \quad (2.21)$$

Finalmente, el incremento de desplazamientos y la actualización del sistema en cada iteración j se rigen por:

$$K_T^{*j} \Delta U_f^{j+1} = R_f^j \quad (2.22)$$

$$U_f^{j+1} = U_f^j + \Delta U_f^{j+1} \quad (2.23)$$

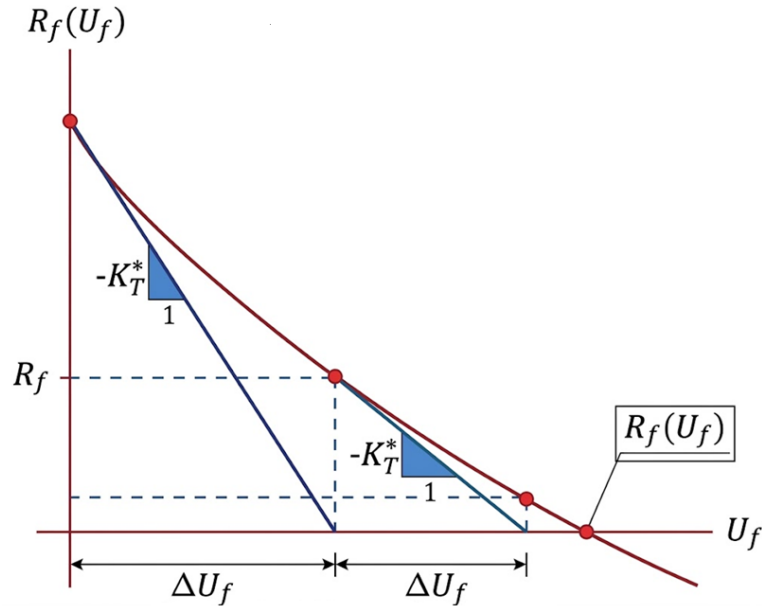


Figura 9. Esquema de iteración numérica para la convergencia del residuo $R_f(U_f)$ hacia el equilibrio mediante el método de Newton-Raphson.

Fuente: Adaptado de Chopra, 2017

Método de integración de Newmark

A diferencia de los modelos estáticos, en el análisis dinámico la matriz de rigidez tangente efectiva depende directamente del algoritmo de integración seleccionado para avanzar en el

tiempo. En este apartado, se analiza el cálculo de las derivadas empleando el **método de Newmark**, un estándar en la ingeniería estructural. Para simplificar la notación, se omite el subíndice f de los grados de libertad en los vectores de respuesta.

Este método estima la velocidad y el desplazamiento en el instante $n + 1$ basándose en los resultados del paso previo n y los parámetros de control γ y β :

$$\dot{U}_{n+1} = \dot{U}_n + \ddot{U}_n(1 - \gamma)\Delta t + \ddot{U}_{n+1}\gamma\Delta t \quad (2.24)$$

$$U_{n+1} = U_n + \dot{U}_n\Delta t + \ddot{U}_n\left(\frac{1}{2} - \beta\right)\Delta t^2 + \ddot{U}_{n+1}\beta\Delta t^2 \quad (2.25)$$

Dependiendo de los valores de estos parámetros, se obtienen distintos esquemas: si $\gamma = 1/2$ y $\beta = 1/4$, se trata del método de aceleración promedio; si $\gamma = 1/2$ y $\beta = 1/6$, corresponde al de aceleración lineal (cuadro 1).

Para la implementación algorítmica, se descompone la respuesta en componentes conocidas (basadas en el paso n) y la aceleración desconocida en $n + 1$:

$$\dot{U}_{n+1} = \tilde{\dot{U}}_{n+1} + \ddot{U}_{n+1}\gamma\Delta t \quad \text{donde} \quad \tilde{\dot{U}}_{n+1} = \dot{U}_n + \ddot{U}_n(1 - \gamma)\Delta t \quad (2.26)$$

$$U_{n+1} = \tilde{U}_{n+1} + \ddot{U}_{n+1}\beta\Delta t^2 \quad (2.27)$$

$$\tilde{U}_{n+1} = U_n + \dot{U}_n\Delta t + \ddot{U}_n\left(\frac{1}{2} - \beta\right)\Delta t^2 \quad (2.28)$$

Los términos $\tilde{U}_{n+1}$ y $\tilde{\dot{U}}_{n+1}$ representan predicciones iniciales asumiendo una aceleración nula. Durante las iteraciones de Newton, estos valores se ajustan hasta alcanzar el equilibrio real. A partir de estas relaciones, se define la aceleración en $n + 1$ y su derivada respecto al desplazamiento:

$$\ddot{U}_{n+1} = \frac{1}{\beta\Delta t^2}(U_{n+1} - \tilde{U}_{n+1}) \quad (2.29)$$

$$\frac{\partial \ddot{U}_{n+1}}{\partial U_{n+1}} = \frac{1}{\beta\Delta t^2} \quad (2.30)$$

De igual forma, se deriva la expresión para la velocidad:

$$\ddot{U}_{n+1}\gamma\Delta t = \dot{U}_{n+1} - \tilde{\dot{U}}_{n+1} \quad (2.31)$$

$$\dot{U}_{n+1} = \frac{1}{\gamma\Delta t}(\dot{U}_{n+1} - \tilde{\dot{U}}_{n+1}) \quad (2.32)$$

Al igualar las aceleraciones, se obtiene la relación de la velocidad en función del desplazamiento y su respectiva derivada:

$$\frac{1}{\beta\Delta t^2}(U_{n+1} - \tilde{U}_{n+1}) = \frac{1}{\gamma\Delta t}(\dot{U}_{n+1} - \tilde{\dot{U}}_{n+1}) \quad (2.33)$$

$$\dot{U}_{n+1} = \frac{\gamma}{\beta\Delta t}(U_{n+1} - \tilde{U}_{n+1}) + \tilde{\dot{U}}_{n+1} \quad (2.34)$$

$$\frac{\partial \dot{U}_{n+1}}{\partial U_{n+1}} = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \quad (2.35)$$

Finalmente, la matriz de rigidez tangente dinámica efectiva para el método de Newmark se consolida como:

$$K_T^* = K_T + C_T \frac{\gamma}{\beta \Delta t} + M \frac{1}{\beta \Delta t^2} \quad (2.36)$$

Aproximaciones de Aceleración

El comportamiento de la aceleración durante el intervalo Δt puede modelarse de dos formas principales:

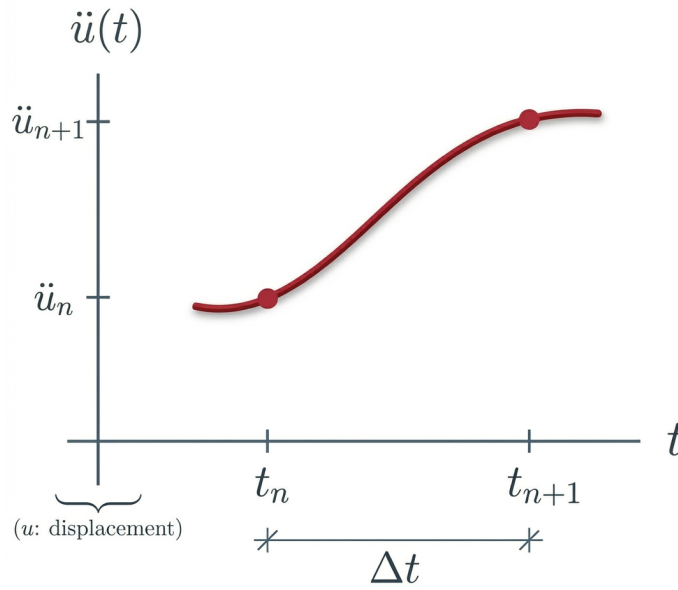


Figura 10. Interpolación de la aceleración $\ddot{u}(t)$ en el intervalo de tiempo Δt .

1. Aceleración Constante:

$$\ddot{u}(t) = \frac{1}{2}(\ddot{u}_n + \ddot{u}_{n+1}) \quad (2.37)$$

$$\dot{u}(t) = \int \frac{1}{2}(\ddot{u}_n + \ddot{u}_{n+1}) dt \quad (2.38)$$

$$\dot{u}(t) = \dot{u}_n + \frac{1}{2}(\ddot{u}_n + \ddot{u}_{n+1})\Delta t \quad (2.39)$$

$$u(t) = \int \left(\dot{u}_n + \frac{1}{2}(\ddot{u}_n + \ddot{u}_{n+1})\Delta t \right) dt \quad (2.40)$$

$$u(t) = u_n + \dot{u}_n \Delta t + \frac{1}{4}(\ddot{u}_n + \ddot{u}_{n+1})\Delta t^2 \quad (2.41)$$

2. Aceleración Lineal:

$$\ddot{u}(t) = \ddot{u}_n + \frac{\ddot{u}_{n+1} - \ddot{u}_n}{\Delta t} t \quad (2.42)$$

$$\dot{u}(t) = \int \left(\ddot{u}_n + \frac{\ddot{u}_{n+1} - \ddot{u}_n}{\Delta t} t \right) dt \quad (2.43)$$

$$\dot{u}(t) = \dot{u}_n + \ddot{u}_n \Delta t + \frac{\ddot{u}_{n+1} - \ddot{u}_n}{2\Delta t} \Delta t^2 \quad (2.44)$$

$$u(t) = \int \left(\dot{u}_n + \ddot{u}_n \Delta t + \frac{\ddot{u}_{n+1} - \ddot{u}_n}{2\Delta t} \Delta t^2 \right) dt \quad (2.45)$$

$$u(t) = u_n + \dot{u}_n \Delta t + \frac{1}{2} \ddot{u}_n \Delta t^2 + \frac{\ddot{u}_{n+1} - \ddot{u}_n}{6\Delta t} \Delta t^3 \quad (2.46)$$

Al reorganizar estos términos según los parámetros de Newmark, se llega a las formas generales:

$$\dot{u}(t) = \dot{u}_n + \ddot{u}_n \left(1 - \frac{1}{2}\right) \Delta t + \ddot{u}_{n+1} \frac{1}{2} \Delta t \quad (2.47)$$

$$\dot{u}(t) = \dot{u}_n + \ddot{u}_n (1 - \gamma) \Delta t + \ddot{u}_{n+1} \gamma \Delta t \quad (2.48)$$

$$u(t) = u_n + \dot{u}_n \Delta t + \ddot{u}_n \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{6}\right) \Delta t^2 + \ddot{u}_{n+1} \frac{1}{6} \Delta t^2 \quad (2.49)$$

$$u(t) = u_n + \dot{u}_n \Delta t + \ddot{u}_n \left(\frac{1}{2} - \beta\right) \Delta t^2 + \ddot{u}_{n+1} \beta \Delta t^2 \quad (2.50)$$

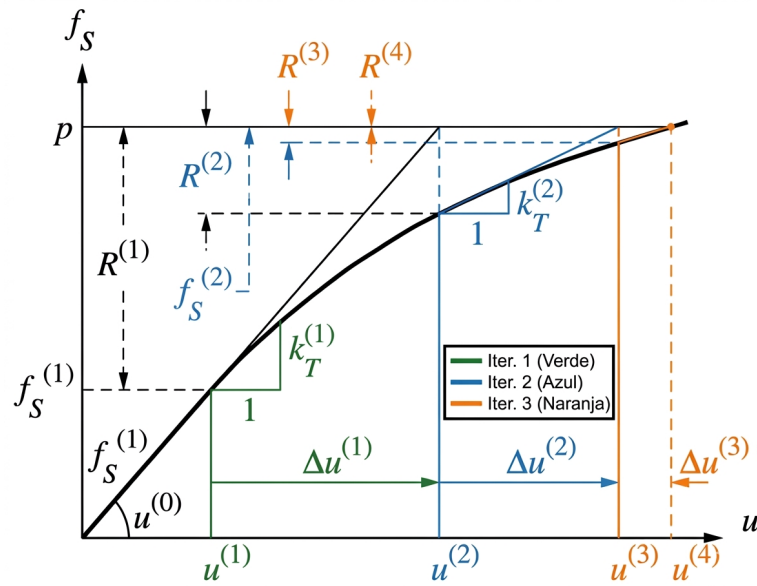


Figura 11. Aplicación del método de Newton-Raphson para la búsqueda de raíces en sistemas no lineales, representando el proceso iterativo de convergencia hacia el equilibrio estructural.

Fuente: Adaptado de Chopra, 2017

Cuadro 1. *Parámetros típicos del método de Newmark*

Método	β	γ	Estabilidad	Comentario
Aceleración promedio	1/4	1/2	Incondicional	Método más estable
Aceleración lineal	1/6	1/2	Condicional	Requiere Δt pequeño

Fuente: Chopra, 2017

El método de Newmark convierte el problema dinámico (2.11 y 2.14) en una serie de estados de equilibrio pseudoestáticos sucesivos. Los parámetros β y γ controlan la precisión y estabilidad numérica, definiendo la forma de variación de la aceleración entre pasos. Así, la ecuación de movimiento puede resolverse paso a paso para obtener la respuesta sísmica de la estructura con alta estabilidad numérica.

Finalmente, los métodos de Newmark y de Newton-Raphson, utilizados para la integración en el tiempo y la resolución de ecuaciones no lineales, respectivamente, se encuentran implementados en diversos programas de análisis estructural de uso comercial. En el presente estudio, y conforme a lo planteado en el proyecto de investigación, se emplea el software ETABS para la resolución numérica de la ecuación del movimiento.

En particular, dicho programa permite incorporar registros de aceleración sísmica como entrada, a partir de los cuales se evalúa la respuesta dinámica no lineal de la estructura. Para este caso, el análisis se centra en el bloque 04, considerado como la estructura representativa del estudio, sobre la cual se aplican los registros sísmicos con el fin de obtener su comportamiento en el rango inelásticos.

2.2.8. Integración numérica en elementos tipo fibra mediante cuadratura de Gauss

En el análisis no lineal estático o dinámico de edificaciones, especialmente en elementos como vigas, columnas y placas con plasticidad distribuida, la respuesta estructural será de acuerdo al estado de esfuerzo - deformación a lo largo de los elementos de concreto armado. Por esto, el modelo de tipo plasticidad distribuida permite representar de mejor manera el comportamiento seccional, discretizando la sección transversal en pequeñas áreas correspondiente a las fibras de concreto confinado, no confinado y acero de refuerzo, en la cual se aplican leyes constitutivas independientes; y que mediante integración se conoce el estado tensional en una sección específica en el elemento.

La formulación de un elemento de concreto armado no lineal requiere la evaluar de integrales a lo largo de su longitud para obtener las fuerzas internas y la matriz de rigidez; tal como se presenta en las ecuaciones 2.51 y 2.52 respectivamente (Bathe, 1996).

$$\mathbf{f}_{\text{int}} = \int_0^L \mathbf{B}^T(x) \boldsymbol{\sigma}(x) dx \quad (2.51)$$

$$\mathbf{K} = \int_0^L \mathbf{B}^T(x) \mathbf{D}(x) \mathbf{B}(x) dx \quad (2.52)$$

donde $\mathbf{B}$ es la matriz de deformación, $\boldsymbol{\sigma}$ el vector de esfuerzos y $\mathbf{D}$ la matriz constitutiva.

A continuación se desarrolla un metodo para integrar las ecuaciones 2.51 y 2.52, esto debido a que los materiales son no lineales.

Cuadratura de Gauss

La cuadratura de Gauss es un método de integración numérica que permite aproximar una integral definidas en las ecuaciones 2.51 y 2.52 mediante una suma ponderada de evaluaciones de la función en puntos específicos denominados puntos de Gauss. La forma general del método de cuadratura de Gauss en la ecuación 2.53:

$$\int_{-1}^1 f(\xi), d\xi \approx \sum_{i=1}^n w_i, f(\xi_i) \quad (2.53)$$

donde ξ_i son los puntos de integración y w_i los pesos asociados.

Para su aplicación en elementos estructurales de una edificación, la coordenada física x se transforma a una coordenada natural $\xi \in [-1, 1]$.

$$\int_0^L f(x), dx = \frac{L}{2} \int_{-1}^1 f(\xi), d\xi \quad (2.54)$$

Sustituyendo la ecuación 2.54 en 2.53, se obtiene la forma discreta utilizada en el análisis numérico:

$$\int_0^L f(x), dx \approx \frac{L}{2} \sum_{i=1}^n w_i, f(\xi_i) \quad (2.55)$$

En la integración numérica, la cuadratura de Gauss cuenta con 03 variantes de métodos que se diferencian por la ubicación de sus puntos de integración dentro del intervalo de análisis. Entre esos métodos que podemos mencionar tenemos la cuadratura de Gauss–Legendre, Gauss–Lobatto y Gauss–Radau.

La cuadratura de Gauss–Legendre considera sus puntos de integración únicamente en el interior del intervalo (fig. 12), esto permite una mayor precisión con un número reducido de puntos, este método es el más utilizado en análisis no lineal de estructuras.

La cuadratura de Gauss–Lobatto considera ambos extremos del intervalo como puntos de integración (fig. 12), esto resulta de gran ventaja en problemas donde es necesario evaluar las condiciones en los nodos o extremos del elemento.

La cuadratura de Gauss–Radau considera solo un extremo del intervalo de integración (fig. 12), resultando una solución intermedia que sirve en situaciones donde existen condiciones particulares en un extremo del elemento.

COMPARACIÓN DE MÉTODOS DE CUADRATURA DE GAUSS SEGÚN SUS INTERVALOS DE INTEGRACIÓN

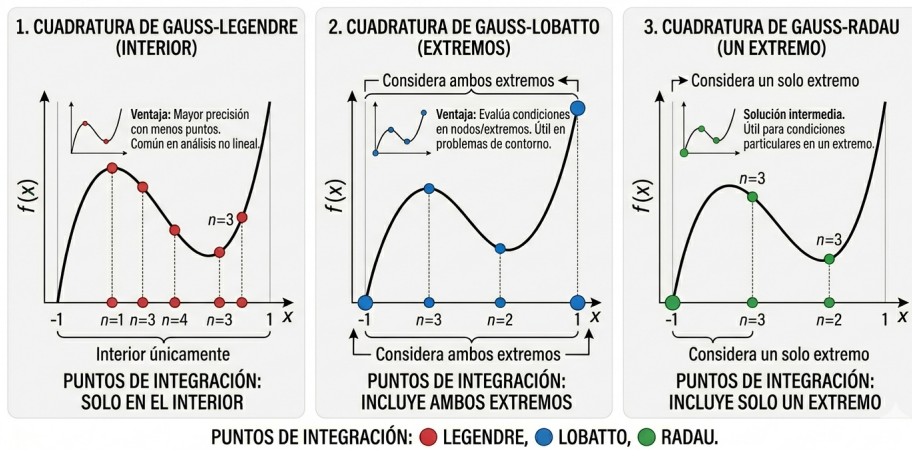


Figura 12. Métodos de la cuadratura Gauss

Aplicando a elementos tipo fibra en elementos de concreto armado.

En los elementos tipo fibra, cada punto de Gauss representa una sección transversal donde se evalúa el comportamiento no lineal. En cada punto de integración se realiza el siguiente procedimiento:

- Se calcula la deformación generalizada a partir de los desplazamientos nodales:

$$\boldsymbol{\varepsilon}(x) = \mathbf{B}(x), \mathbf{u} \quad (2.56)$$

- La sección se discretiza en fibras de concreto confinado, no confinado y acero de refuerzo, y en cada fibra se calcula el esfuerzo en función de su ley constitutiva:

$$\sigma_i = f(\varepsilon_i) \quad (2.57)$$

- Se integran los esfuerzos en la sección para obtener las resultantes (axial y momento):

$$\mathbf{S} = \int_A \sigma, dA \quad (2.58)$$

Estos esfuerzos se integran a lo largo de la longitud del elemento mediante la cuadratura de Gauss para obtener las fuerzas internas.

2.2.9. Análisis dinámico incremental

El Análisis Dinámico Incremental (IDA), propuesto formalmente por Vamvatsikos y Cornell (2002), consiste en escalar sistemáticamente un conjunto de registros sísmicos y someter repetidamente a la estructura a cada nivel de intensidad, hasta alcanzar el colapso. Esta metodología permite trazar curvas que relacionan el parámetro de intensidad sísmica con la demanda estructural resultante, capturando el paso progresivo desde la respuesta elástica hasta estados avanzados de daño e inestabilidad.

Mediante este método se obtiene una curva que relaciona el PGA (medida de intensidad estructural) con cualquier medida de respuesta estructural los cuales suelen ser los desplazamientos máximos en el techo, derivas de piso, rotación de entre piso cuyas respuestas representan las medidas de daño ([FEMA], 2018).

2.2.9.1. Modelo no lineal de la estructura

Para el análisis dinámico incremental es importante definir un modelo no lineal de la edificación, cuyos elementos estructurales deben caracterizarse con modelos de plasticidad que permitan calcular la respuesta dinámica de la edificación desde el rango elástico, inelástico y hasta llegar el colapso. Entonces para un modelo no lineal de una edificación, se tiene que definir los modelos de histéresis de cada uno de los elementos que conforman la edificación.

2.2.9.2. Registros sísmicos

Representan a las demandas sísmicas a las que estarán sometidas las edificaciones, cuya selección de registros sísmicos dependerá de las características del suelo donde se evaluará el proyecto.

2.2.10. Desempeño Sísmico

El desempeño sísmico se describe como un adecuado comportamiento sísmico de la edificación durante y después el movimiento sísmico, es decir es decir la estructura evita la pérdidas humanas y excesivos gastos de reparación. El nivel desempeño sísmico se evalúa según los daños físicos en la estructura medidos a partir de un índice de daños, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación y funcionalidad de la edificación posterior al terremoto.

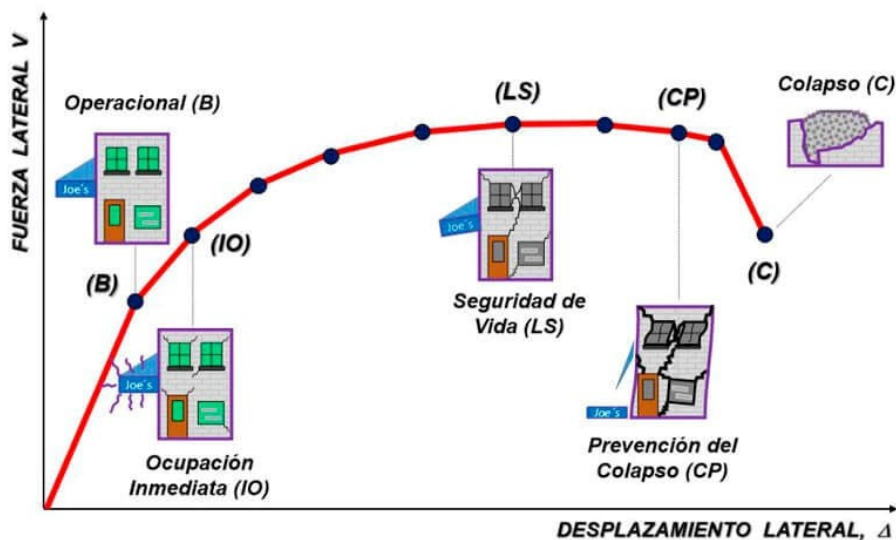


Figura 13. Esquema gráfico de los niveles de desempeño según Comité SEAOC-Visión 2000(1995)

Fuente: Sísmica Institute

2.2.10.1. Propuesta Comité SEAOC-Visión 2000(1995)

La ingeniería sísmica basada en desempeño (PBSE, por sus siglas en inglés) representa un cambio de paradigma respecto al diseño prescriptivo tradicional. Según el Comité SEAOC-Visión 2000 (1995), este enfoque plantea que el diseñador defina de forma explícita los niveles de daño aceptables para distintos escenarios sísmicos, en lugar de limitarse al cumplimiento de requisitos mínimos normativos. De esta manera, el ingeniero puede adaptar la respuesta estructural esperada a las condiciones de uso, importancia y contexto socio-económico de cada edificación (American Society of Civil Engineers, 2017; [SEAOC], 1995).

En el marco del PBSE, el comportamiento estructural se evalúa mediante la definición de estados límite asociados a distintos grados de daño aceptable, los cuales se denominan niveles de desempeño. Estos niveles de desempeño se vinculan de manera explícita con niveles específicos de movimiento sísmico probable, dando lugar a los denominados objetivos de desempeño, que constituyen la base del diseño sísmico basado en desempeño.

Es importante destacar que el cumplimiento de los objetivos de desempeño no se garantiza de forma absoluta, sino que se establece en términos probabilísticos, considerando niveles definidos de riesgo y confiabilidad. De este modo, el PBSE reconoce explícitamente la incertidumbre inherente a la acción sísmica y al comportamiento estructural, permitiendo una toma de decisiones informada orientada a minimizar daños, pérdidas económicas y riesgos para la vida humana ([FEMA], 2018).

Según la propuesta del Comité SEAOC-Visión 2000(1995), clasifica cuatro niveles de desempeño de la edificación bajo siguientes criterios.

Cuadro 2. *Evolución y alcance de las principales normativas sísmicas basadas en desempeño (PBSE)*

Documento	Año	Enfoque Principal	Aporte Clave al PBSE
SEAOC Vision 2000	1995	Marco conceptual	Introduce la filosofía del diseño sísmico basado en desempeño mediante la combinación explícita de niveles de desempeño estructural y niveles de amenaza sísmica.
ATC 40	1996	Metodología inicial	Propone el Método del Espectro de Capacidad como herramienta práctica para la evaluación del desempeño no lineal, principalmente en edificaciones de concreto armado.
FEMA 273 / FEMA 356	1997 / 2000	Rehabilitación sísmica	Consolida procedimientos PBSE para la evaluación y reforzamiento sísmico de edificaciones existentes; el FEMA 356 corresponde a la versión final del FEMA 273.
FEMA 440	2005	Mejora analítica	Refina los procedimientos del análisis estático no lineal (pushover), corrigiendo limitaciones y mejorando la estimación de demandas sísmicas.
ASCE/SEI 7-16	2016	Código base de cargas	Establece los criterios mínimos para la determinación de acciones sísmicas en el diseño de nuevas estructuras, sirviendo como base del diseño convencional.
ASCE/SEI 41-17	2017	Estándar moderno de rehabilitación	Documento de referencia vigente para la evaluación sísmica y reforzamiento estructural de edificaciones existentes, reemplazando al FEMA 356.
TBI Guidelines	2017	Edificios altos	Define procedimientos avanzados basados en análisis dinámico no lineal (historia de tiempo) para garantizar el desempeño sísmico de edificaciones en altura.
FEMA P-58-1	2012 / 2018	PBSE de nueva generación	Introduce una metodología probabilística que cuantifica el desempeño sísmico en términos de pérdidas económicas, tiempo de inactividad y afectación a la vida humana.

Fuente: Elaboración propia basada en los documentos normativos citados.

I. Totalmente operacional

El estado de daño en la Edificación es despreciable con las siguientes características principales:

- ✓ La edificación no posee daños.
- ✓ La edificación es totalmente segura después de ocurrido el movimiento sísmico.
- ✓ El contenido y los servicios de la edificación continúan funcionando y se encuentran disponibles para los usuarios.
- ✓ La Edificación no requiere reparación.

II. Operacional

El estado de daño en la Edificación es Ligero con las siguientes características principales:

- ✓ La edificación posee daños moderados en los elementos no estructurales y daños ligeros en los elementos estructurales.
- ✓ La edificación requiere reparaciones menores.
- ✓ El contenido y los servicios de la edificación continúan funcionando y se encuentran disponibles para los usuarios.

III. Seguridad de vida

El estado de daño en la edificación es moderado con las siguientes características principales:

- ✓ La edificación presenta daños moderados en los elementos estructurales, no estructurales y contenido de la edificación.
- ✓ Presencia de degradación de la rigidez lateral de la estructura.
- ✓ Reducción en la capacidad resistente de la estructura.
- ✓ En la edificación se interrumpe los servicios básicos de electricidad, sanitarias y mecánicas.
- ✓ La edificación presenta perturbación en las vías de escape debido a los daños moderados en los elementos no estructurales.
- ✓ La edificación requerirá reparaciones importantes.

IV. Pre-colapso

El estado de daño en la Edificación es severo con las siguientes características principales:

- ✓ La degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente de la estructura compromete la estabilidad estructural de la edificación es decir cerca el colapso.
- ✓ En la edificación se interrumpe los servicios básicos
- ✓ La edificación en su totalidad es insegura para los usuarios.
- ✓ Las reparaciones en la edificación no son factibles económicamente.

Los objetivos del diseño sísmico por desempeño se definen en función del desempeño estructural que debe tener cierto tipo de edificación en cada sismo de diseño. El comité VISIÓN 2000 clasifica a las estructuras en tres grandes grupos, de acuerdo a su grado de importancia:

- ✓ **Estructuras de Seguridad Crítica:** Edificaciones que contienen materiales de riesgo como plantas de procesamiento nuclear.
- ✓ **Estructuras Esenciales Riesgosas:** Hospitales, estaciones policiales, centros educativos, centros de comunicación y centrales de emergencia.
- ✓ **Estructuras Básicas:** Edificaciones comunes.

Cuadro 3. *Niveles de desempeño estructural esperados según el tipo de edificación*

Nivel de sismo de diseño	Tipo de edificación		
	Crítica	Esencial / riesgosa	Básica
Frecuente	Totalmente operacional	Totalmente operacional	Totalmente operacional
Ocasional	Totalmente operacional	Totalmente operacional	Operacional
Raro	Totalmente operacional	Operacional	Seguridad de vida
Muy raro	Operacional	Seguridad de vida	Cercano al colapso

Cuadro 4. *Relación entre la vida útil de la estructura, la probabilidad de excedencia y el período de retorno*

Nivel sísmico	Vida útil t (años)	Probabilidad de excedencia (%)	Período de retorno T (años)
Frecuente	30	50	43
Ocasional	50	50	72
Raro	50	10	475
Muy raro	100	10	970

$$T = -\frac{t}{\ln(1-p)}$$

Donde:

T: Período medio de retorno, en años.

p: Probabilidad de excedencia.

t: Tiempo de vida útil de la estructura (tiempo de exposición).

Cuadro 5. *Niveles de desempeño y límites de distorsión de entrepiso (Drift) según VISION 2000 (SEAOC, 1995)*

Nivel de desempeño	Drift Máximo permisible (%)	Estado de daño
Operacional	0.2	Despreciable
Ocupación inmediata	0.5	Leve
Seguridad de vida	1.5	Moderado
Prevención de colapso	2.5	Severo
Colapso	> 2,5	Total

Fuente: Adaptado de [SEAOC] (1995)

2.3. Marco conceptual

2.3.1. No linealidad del material

En los análisis no lineales de estructuras de concreto armado, el material deja de seguir la ley de Hooke una vez que las tensiones superan el umbral elástico. A partir de ese punto, las deformaciones ya no son recuperables: el concreto se fisura y el acero fluye, reduciendo la rigidez global del sistema. Este comportamiento, reconocido por Paulay y Priestley (1992) como un aspecto esencial del desempeño sísmico, es el que precisamente permite a la estructura absorber energía sísmica a través de deformaciones controladas, evitando fallas frágiles instantáneas. Asimismo, Chopra (2017) señala que la consideración explícita de la no linealidad del material en los análisis estructurales resulta fundamental para representar de manera realista la respuesta sísmica, identificar las zonas críticas de daño y evaluar adecuadamente la ductilidad y el desempeño global de la edificación.

2.3.1.1. Modelo constitutivo propuesto por Mander para la representación del concreto confinado y no confinado

En el análisis no lineal de elementos de concreto armado, resulta fundamental distinguir entre el comportamiento del concreto confinado y no confinado, debido a que ambos presentan respuestas mecánicas significativamente diferentes frente a acciones sísmicas. La distinción entre concreto confinado y no confinado radica en la presencia de refuerzo transversal. Cuando los estribos son suficientes para restringir la expansión lateral del núcleo, el material puede alcanzar deformaciones mucho mayores a las que exhibiría sin ese confinamiento (Mander et al., 1988). En contraste, las zonas sin refuerzo adecuado alcanzan rápidamente su resistencia máxima y experimentan una caída brusca de capacidad resistente, lo que limita su aportación a la disipación de energía sísmica.

Según Mander et al. (1988), el confinamiento generado por el refuerzo transversal mejora sustancialmente la ductilidad del concreto, permitiéndole alcanzar deformaciones últimas mayores sin experimentar una pérdida brusca de resistencia. Este comportamiento resulta más estable bajo cargas cíclicas repetidas y retarda la degradación de rigidez que caracteriza la respuesta sísmica de columnas de concreto armado. En concordancia con este enfoque, la norma ASCE 41-17 diferencia explícitamente los parámetros de aceptación para concreto confinado y no confinado en la Tabla 10-7, reconociendo que la presencia de confinamiento transversal influye directamente en los límites de rotación y en los niveles de desempeño estructural considerados aceptables (American Society of Civil Engineers, 2017).

Mander et al. (1988), en su investigación, propone un conjunto de expresiones analíticas para definir la relación esfuerzo-deformación del concreto confinado, las cuales permiten re-

presentar de manera adecuada su comportamiento no lineal bajo solicitaciones de compresión.

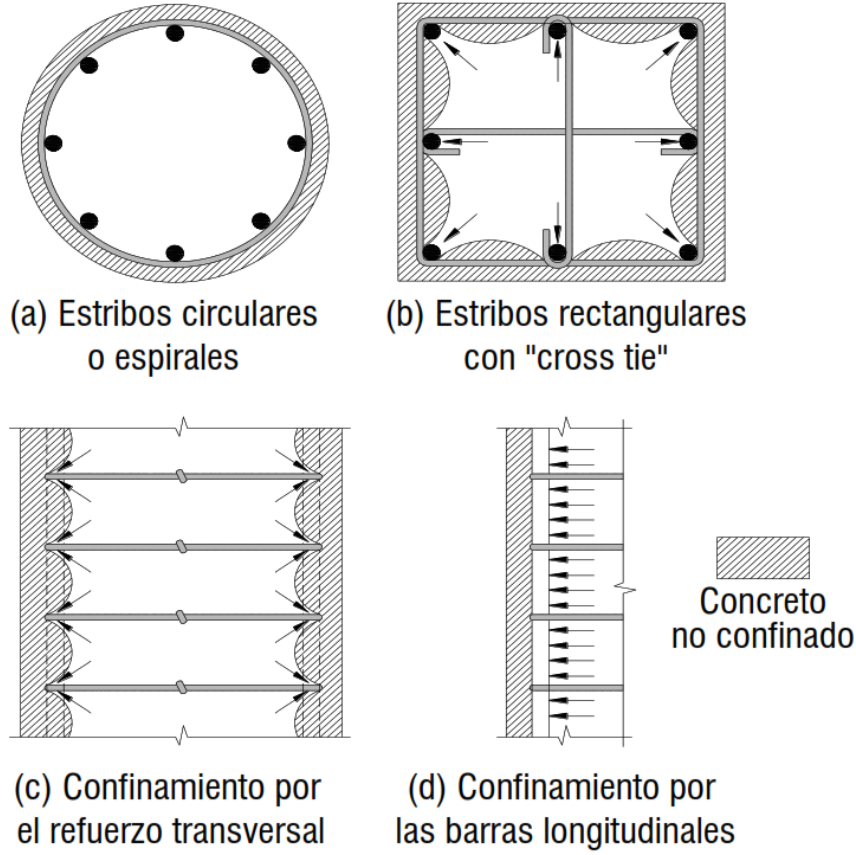


Figura 14. Confinamiento del concreto en elementos estructurales

Fuente: Cisneros Ayala, 2014

Primero, se determinan las cuantías volumétricas de acero de refuerzo en las direcciones principales x e y (ρ_{sx}, ρ_{sy}), considerando el número de ramas (N_{rt}), el área de la barra (ϕ) y el espaciamiento (s_c):

$$\rho_{sx} = \frac{N_{rtx} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{rtx}^2}{4}}{d_c \cdot s_c} \quad ; \quad \rho_{sy} = \frac{N_{rty} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{rty}^2}{4}}{b_c \cdot s_c} \quad (2.59)$$

La eficacia del confinamiento se cuantifica mediante el coeficiente k_e , que relaciona el área de concreto efectivamente confinado (A_e) con el área del núcleo de la sección (A_{cc}):

$$A_{cc} = b_c \cdot d_c (1 - \rho_{cc}) \quad (2.60)$$

$$A_e = (b_c \cdot d_c - A_{inef}) \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right) \quad (2.61)$$

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} \quad (2.62)$$

Donde A_{inef} representa el área de concreto no confinada entre las barras longitudinales y s' es el claro libre entre estribos.

$$A_{inef} := 2(N_{rtx} - 1) \cdot \frac{w_x^2}{6} + 2(N_{rty} - 1) \cdot \frac{w_y^2}{6} \quad (2.63)$$

Los esfuerzos de confinamiento efectivos (f'_{lx} , f'_{ly}) permiten calcular la resistencia máxima del concreto confinado (f'_{cc}). La deformación unitaria correspondiente (ε_{cc}) se obtiene a partir de la deformación del concreto simple (ε_{co}):

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (2.64)$$

Para trazar la curva esfuerzo-deformación, se define el módulo secante (E_{sec}) y un parámetro de forma (r) basado en el módulo elástico del concreto (E_c):

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad ; \quad r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2.65)$$

Finalmente, el esfuerzo del concreto (f_c) para una deformación dada (ε_c) se calcula mediante la expresión:

$$f_c(\varepsilon_c) = \frac{f'_{cc} \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right) \cdot r}{r - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^r} \quad (2.66)$$

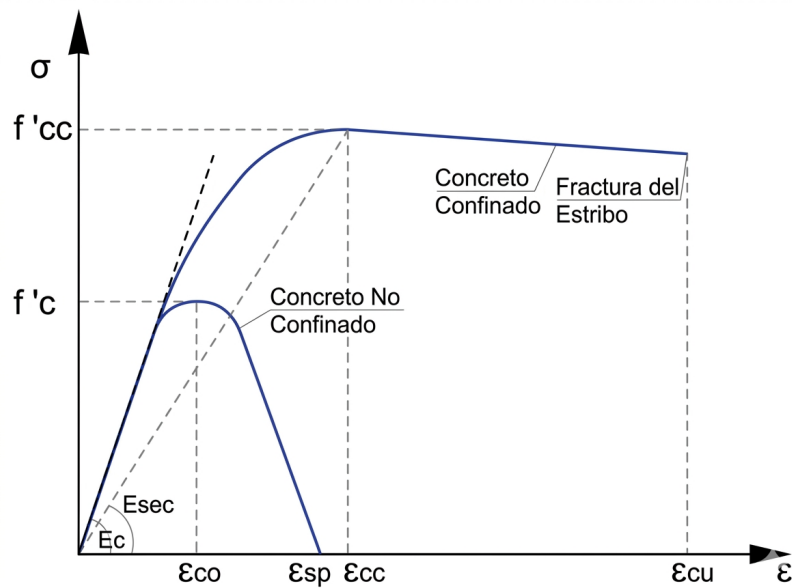


Figura 15. Curva de esfuerzo deformación para un concreto confinado y no confinado propuesto por Mander et al. (1988).

Fuente: Medina, 2015

2.3.1.2. Modelo Esfuerzo-Deformación de Park para el Acero de Refuerzo

El comportamiento no lineal del acero de refuerzo en elementos de concreto armado puede representarse mediante diversos modelos constitutivos, entre los cuales destaca el modelo propuesto por Park.

De acuerdo con Park y Paulay (1975), el acero de refuerzo de los elementos de concreto armado, inicialmente presenta un comportamiento elástico, esto hasta alcanzar el esfuerzo de fluencia. A partir de este punto, el material ingresa a un régimen plástico, es decir existe grandes deformaciones para el mismo esfuerzo de fluencia, seguido a ello tenemos un tramo de endurecimiento por deformación que representa el incremento del esfuerzo conforme aumenta

la deformación.

Adicionalmente, el modelo de Park contempla la respuesta del material bajo solicitaciones a cargas cíclicas, permitiendo describir fenómenos como la histéresis y la disipación de energía. Durante los procesos de descarga y recarga, se considera que la trayectoria del material depende del historial de deformaciones previas, lo cual resulta fundamental en el análisis sísmico de estructuras de concreto armado.

Finalmente, este modelo constitutivo nos permite representar de mejor manera la curva de esfuerzo - deformación para el acero de refuerzo en los elementos de concreto armado, aplicadas a cargas cíclicas de carga y descarga.

De acuerdo con el modelo constitutivo adoptado, el comportamiento del acero de refuerzo se divide en tres etapas principales:

El comportamiento esfuerzo-deformación del acero de refuerzo puede idealizarse mediante tres regiones claramente definidas, las cuales representan las distintas fases del material bajo solicitaciones monotónicas:

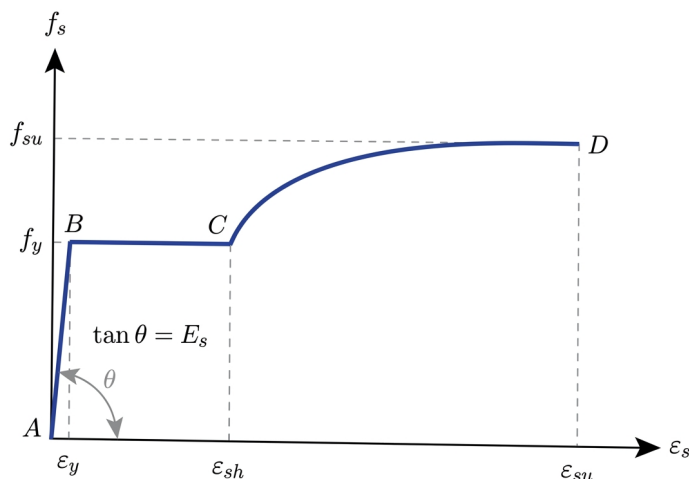


Figura 16. Curva de esfuerzo deformación para el acero de refuerzo propuesto por Park y Paulay (1975).

Fuente: Park y Paulay, 1975

Región AB: Comportamiento Elástico

En esta etapa inicial, el acero presenta un comportamiento lineal elástico que obedece la ley de Hooke, hasta alcanzar la deformación de fluencia:

$$f_s = E_s \varepsilon_s \quad \text{para} \quad \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \quad (2.67)$$

Región BC: Meseta de Fluencia

Una vez alcanzado el esfuerzo de fluencia, el material desarrolla deformaciones plásticas sin incremento significativo del esfuerzo, manteniéndose constante:

$$f_s = f_y \quad \text{para} \quad \varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh} \quad (2.68)$$

Región CD: Endurecimiento por Deformación

Posterior a la meseta de fluencia, el acero experimenta un proceso de endurecimiento, en el cual el esfuerzo vuelve a incrementarse hasta alcanzar su resistencia última. Esta fase puede representarse mediante:

$$f_s = f_y \left[\frac{m(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r + 1)^2} \right] \quad \text{para } \varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su} \quad (2.69)$$

donde los parámetros auxiliares se definen como:

$$r = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh} \quad (2.70)$$

$$m = \frac{\left(\frac{f_{su}}{f_y}\right)(30r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2} \quad (2.71)$$

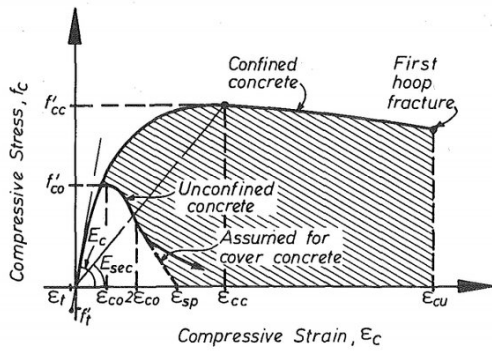
f_y : Esfuerzo de fluencia nominal en el acero.

f_{su} : Esfuerzo último.

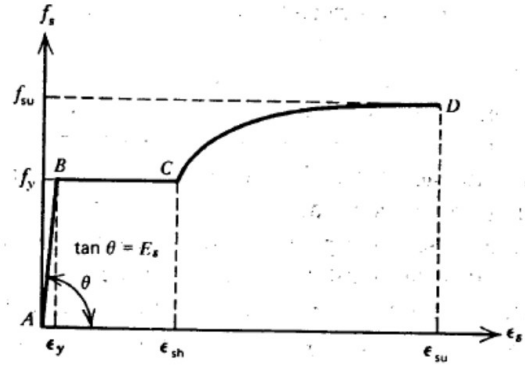
ε_s : Deformación unitaria del acero.

ε_{su} : Deformación unitaria última.

ε_{sh} : Deformación unitaria en la que inicia el endurecimiento por deformación.



(a) Curva de esfuerzo - deformación del concreto no confinado y confinado propuesto por Mander et al. (1988)



(b) Curva de esfuerzo deformación para el acero de refuerzo propuesto por Park y Paulay (1975).

Figura 17. Modelos constitutivos del concreto confinado y acero refuerzo para uso en el proyecto.

2.3.2. No linealidad geométrica

La no linealidad geométrica se origina principalmente por la existencia de desplazamientos laterales significativos que generan una excentricidad entre las cargas verticales y su eje resistente. Como consecuencia de esta excentricidad, se desarrollan momentos adicionales que pueden incrementar la demanda interna y comprometer la estabilidad global de la edificación. Este comportamiento es comúnmente denominado como efecto P-Δ y adquiere especial relevancia en estructuras sometidas a acciones sísmicas severas. De acuerdo con Chopra, 2017,

la consideración del efecto $P-\Delta$ en análisis no lineales en el dominio del tiempo resulta fundamental cuando la estructura experimenta una degradación importante de rigidez, ya que los grandes desplazamientos laterales amplifican las solicitaciones internas y pueden acelerar la aparición de mecanismos de inestabilidad.

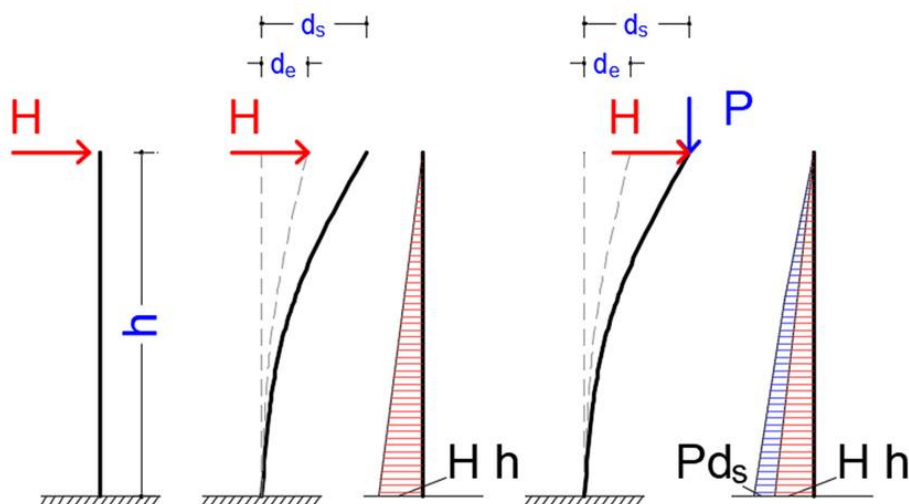


Figura 18. Efecto $P-\Delta$ en edificaciones con grandes desplazamientos

Fuente: Capcha, 2017

2.3.3. Relación de momento curvatura y momento rotación

La relación momento-curvatura, o de manera equivalente momento-rotación, constituye una herramienta fundamental para describir el comportamiento no lineal de los elementos estructurales sometidos a flexión. Esta relación permite representar la evolución de la rigidez, la resistencia y la capacidad de deformación de una sección estructural desde el régimen elástico inicial hasta estados avanzados de comportamiento inelástico. En el caso de análisis sísmicos, la curva momento-rotación resulta especialmente útil, ya que resume el efecto conjunto del agrietamiento del concreto, la fluencia del acero de refuerzo y la degradación progresiva de la rigidez bajo cargas cíclicas. Priestley et al. (2007) señalan que esta relación es la base para la definición de rótulas plásticas y para la evaluación de la ductilidad local de los elementos.

En este contexto, la norma ASCE 41-17 proporciona parámetros prácticos para la idealización de la curva momento-rotación mediante modelos bilineales o multilíneales mostrados en la figura 19, los cuales son empleados en análisis no lineales basados en desempeño. En particular, la Tabla 10-7 del ASCE 41-17 establece valores límite de rotación asociados a distintos niveles de desempeño, lo que permite calcular directamente la respuesta no lineal de los elementos con criterios de aceptación estructural frente a acciones sísmicas (American Society of Civil Engineers, 2017).

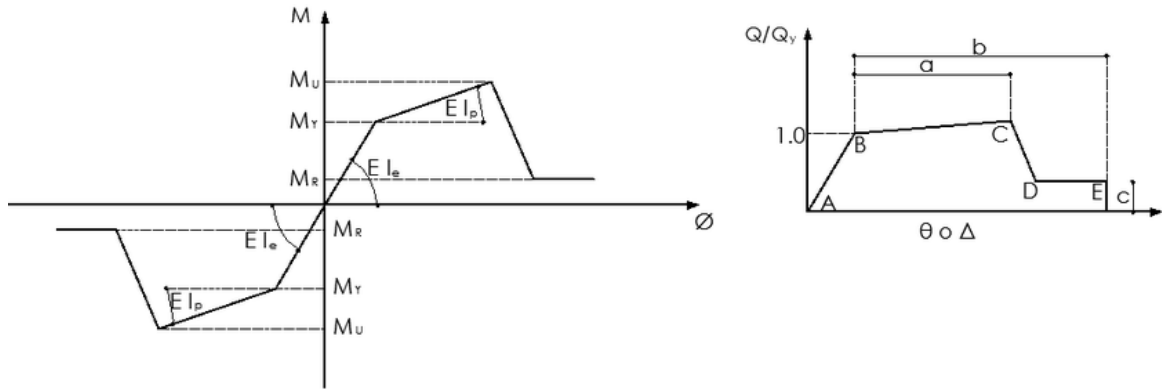


Figura 19. Relación de momento - curvatura o Momento - rotación.

Fuente: American Society of Civil Engineers, 2017

2.3.4. Concreto confinado y no confinado

2.3.5. Curva histéresis o comportamiento histerético.

Se describe al comportamiento de un material o sección a la aplicación de una acción cíclica de carga y descarga, generalmente a causa de un movimiento sísmico. La histéresis es el proceso de disipación de energía mediante deformación (desplazamiento). Existen varios modelos de histéresis para describir el comportamiento de distintos tipos de materiales. En general, difieren en la cantidad de energía que disipan en un ciclo de deformación determinado y en cómo cambia dicho comportamiento al aumentar la deformación (Computers and Structures, Inc., 2025).

2.3.5.1. Modelo de Takeda

El modelo de Takeda, desarrollado originalmente por Takeda et al. (1970) a partir de ensayos cíclicos sobre elementos de concreto armado, describe la degradación progresiva de rigidez entre ciclos de carga y descarga. A diferencia de los modelos elasto-plásticos perfectos, este modelo ajusta la pendiente de descarga en función de la deformación máxima previamente alcanzada (2.72), permitiendo representar de manera más realista la disminución de rigidez que experimenta una columna o viga conforme acumula daño sísmico.

En la ecuación 2.72 muestra la pendiente del ciclo de descarga y la figura 20 lo ilustra gráficamente.

$$k_r = k_y \left(\frac{D_y}{D} \right)^{0,4} \quad (2.72)$$

- k_r : Pendiente de la curva de descarga.
- k_y : Pendiente de una línea que une el punto de fluencia en una dirección al punto de agrietamiento en la otra dirección.
- D_y : Deflexión en la fluencia.
- D : Máxima deflexión alcanzada en la dirección de la carga.

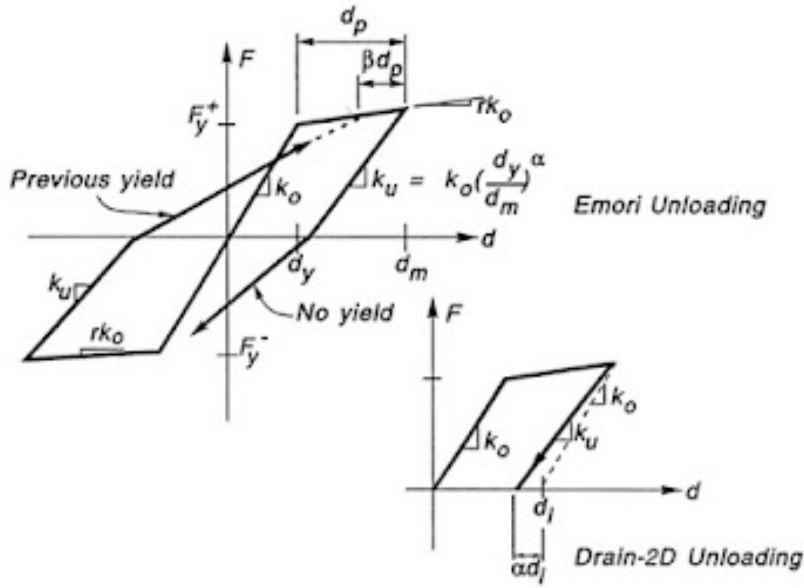


Figura 20. Modelo de Takeda con degradación de rigidez

Fuente: Capcha, 2017

2.3.5.2. Modelo de Pívorot

En la investigación de Dowell et al. (1995) se estudia el modelo histerético de pivote para miembros de concreto armado, este modelo incluye parámetros para controlar el bucle de histéresis de degradación, esto para adaptar fácilmente nuestros resultados de laboratorio con los modelos numéricos.

- α_1 : Este parámetro, ilustrado en la figura 21b, define la ubicación del punto de pivote asociado a la descarga de la fuerza positiva hasta alcanzar el valor cero. Dicho proceso de descarga se desarrolla siguiendo la prolongación de la rama elástica correspondiente al régimen positivo de la respuesta.
- α_2 : De manera análoga, este parámetro determina la posición del punto de pivote durante la descarga de la fuerza negativa hasta el valor cero, siguiendo la prolongación de la rama elástica negativa.
- β_1 : Tal como se aprecia en la figura 21b, este parámetro establece el punto de pivote durante la fase de recarga desde el valor cero hacia una fuerza positiva. La respuesta elástica se desarrolla sobre la línea elástica positiva, alcanzando una magnitud equivalente a β_1 veces la fuerza de fluencia positiva ($\beta_1 F_y^+$). El rango de variación de este parámetro se encuentra entre $0 \leq \beta_1 < 1,0$. Superado dicho punto, la trayectoria de carga sigue la secante que conecta con la máxima deformación positiva previamente alcanzada en la curva envolvente.
- β_2 : Este parámetro define el punto de pivote correspondiente a la recarga desde el valor cero hacia una fuerza negativa. La trayectoria de carga se desarrolla a lo largo de la rama elástica negativa, con una magnitud igual a β_2 veces la fuerza de fluencia negativa ($\beta_2 F_y^-$), cumpliendo el intervalo $0 \leq \beta_2 < 1,0$. Posteriormente, la respuesta se desplaza sobre la secante hasta alcanzar la máxima deformación negativa registrada en la curva envolvente.

- η : Este coeficiente controla la degradación de la rigidez elástica una vez iniciada la respuesta plástica del material. Su valor varía dentro del rango $0 \leq \eta < 1,0$, siendo los valores más elevados indicativos de una degradación más significativa de la pendiente elástica.
- En la figura 21a, se muestra el ciclo histerético para un modelo de tipo pivotante; en la presente investigación se utiliza este modelo de histéresis para la representar la degradación de la rigidez en los muros de albañilería.

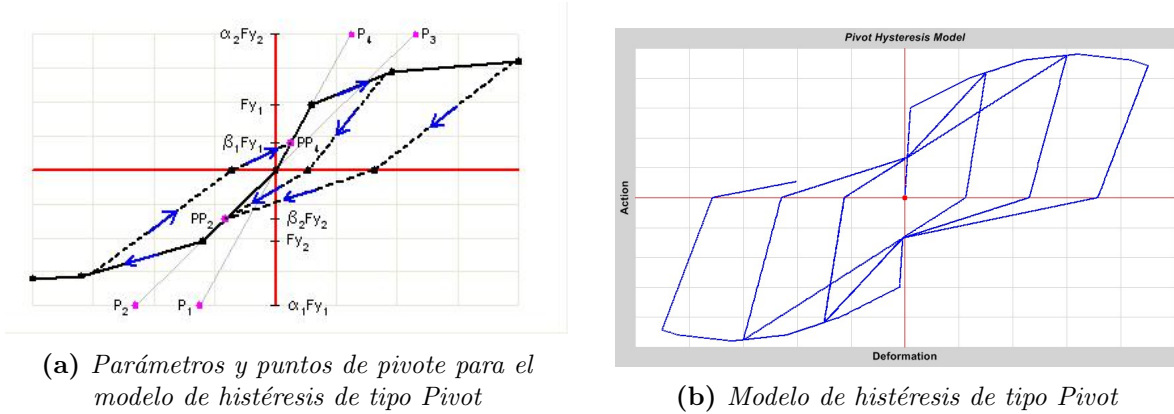


Figura 21. Representación del modelo de histéresis tipo Pivot y sus parámetros característicos

Fuente: Computers and Structures, Inc., 2025

2.3.5.3. Modelo de Cinemático

Este modelo de histéresis es especialmente para materiales dúctiles como los metales, en este caso se observa una gran disipación de energía en los ciclos de carga y descarga del material, cuya configuración se muestra en la figura 22. En este modelo se puede observar el endurecimiento cinemático de los materiales metálicos(Computers and Structures, Inc., 2025).

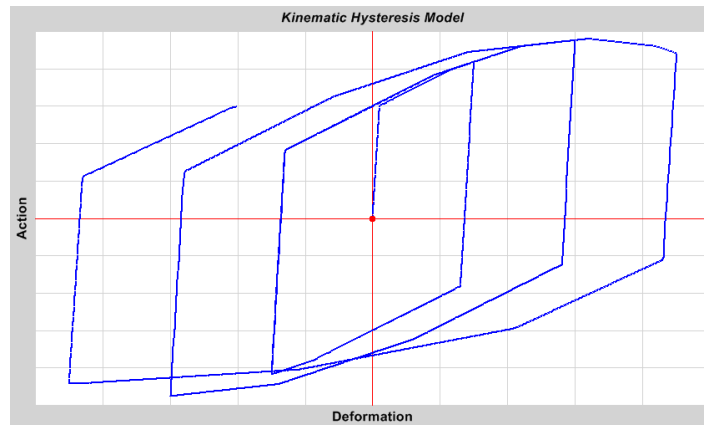


Figura 22. Modelo de histéresis de tipo cinemático

Fuente: Computers and Structures, Inc., 2025

2.3.6. Ductilidad global de la estructura

En el diseño sismorresistente moderno, la ductilidad cumple un rol central: es la propiedad que permite a una estructura incursionar en el rango inelástico sin colapsar. Desde la perspectiva de Paulay y Priestley (1992), una estructura dúctil redistribuye esfuerzos una vez que sus elementos más solicitados alcanzan la fluencia, postergando la falla y absorbiendo energía sísmica mediante deformación controlada. En términos prácticos, esto significa que una edificación bien diseñada “anuncia” su daño antes de colapsar, protegiendo la vida de sus ocupantes incluso bajo sismos muy severos. De manera complementaria, Chopra (2017) indica que la ductilidad constituye uno de los parámetros clave en el diseño sismorresistente moderno, al vincular directamente la capacidad de deformación de la estructura con su habilidad para absorber y disipar la energía inducida por los movimientos del terreno.

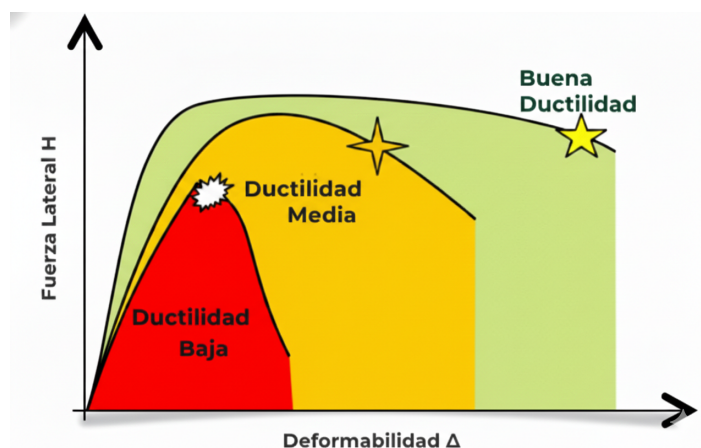


Figura 23. *Ductilidad en edificaciones*

Fuente: Computers and Structures, Inc., 2025

2.3.7. Degradación de rigidez

La degradación de rigidez se define como la reducción progresiva de la capacidad de la edificación para resistir deformaciones laterales, producto del agrietamiento y del daño acumulado en los elementos estructurales. Este fenómeno se genera principalmente por la acción cíclica de carga y descarga inducida por un sismo.

Durante la respuesta sísmica, la aparición de fisuras y la incursión en el rango no lineal provocan una disminución de la rigidez global del sistema, lo que se traduce en mayores desplazamientos y derivas. En el Análisis Dinámico Incremental, la degradación de rigidez es un indicador clave del nivel de daño estructural y del deterioro del desempeño sísmico a medida que aumenta la intensidad del movimiento sísmico.

2.3.8. Filtrado de registros sísmicos

El filtrado de registros sísmicos es un proceso de tratamiento de señales que tiene como finalidad eliminar o atenuar los componentes de frecuencia no deseados presentes en los acelerogramas registrados por estaciones acelerométricas. Estos componentes pueden estar asociados a *ruido instrumental*, *interferencias ambientales* o *errores de adquisición*, los cuales no representan el movimiento real del suelo y pueden distorsionar la respuesta estructural obtenida en los análisis dinámicos.

Los acelerogramas registrados en campo contienen inevitablemente componentes espurias que no corresponden al movimiento sísmico real, provenientes del ruido del sensor o de inter-

ferencias de la cadena de adquisición (Boore, 2005). El filtrado pasa-banda permite suprimir estas frecuencias irrelevantes, tanto las muy bajas como las muy altas garantizando que los acelerogramas utilizados en el análisis dinámico incremental sean físicamente coherentes y no sobreestimen la respuesta inelástica de la estructura.

En el análisis estructural no lineal, el filtrado se emplea principalmente para suprimir las frecuencias muy bajas y muy altas que no son físicamente significativas, utilizando comúnmente filtros pasa-banda, como el filtro de Butterworth. Un filtrado adecuado permite obtener aceleraciones, velocidades y desplazamientos consistentes, garantizando resultados confiables en la evaluación del desempeño sísmico de las estructuras (Chopra, 2017; Kramer, 1996).

2.3.9. Corrección por línea base

Cuando se integran numéricamente los acelerogramas para obtener velocidades y desplazamientos, cualquier error de nivel cero en el acelerómetro se amplifica, generando desplazamientos residuales ficticios al final del registro. La corrección de línea base consiste en ajustar y remover estas tendencias artificiales mediante polinomios lineales o de orden superior de modo que la velocidad y el desplazamiento finales sean consistentes con el estado de reposo de la estructura (Boore & Bommer, 2005). En la presente investigación, este procesamiento se realizó con el software SeismoSignal.

Este proceso consiste generalmente en la eliminación de tendencias lineales o polinomiales de la señal de aceleración, asegurando que las velocidades y desplazamientos finales tiendan a valores cercanos a cero una vez finalizado el movimiento sísmico. La corrección por línea base es esencial para análisis dinámicos no lineales en el dominio del tiempo, ya que evita la sobreestimación de deformaciones estructurales y respuestas inelásticas no reales (Boore & Bommer, 2005).

2.3.10. Intensidad de Arias

La Intensidad de Arias es un parámetro que cuantifica la energía sísmica acumulada durante un evento, considerando la integral del cuadrado de la aceleración del suelo a lo largo del tiempo. Este indicador fue introducido por (Arias, 1970) y es ampliamente utilizado para caracterizar la duración significativa del movimiento fuerte del suelo.

La Intensidad de Arias se expresa mediante la siguiente relación:

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^T a^2(t) dt \quad (2.73)$$

donde $a(t)$ es la aceleración del suelo y g es la aceleración de la gravedad. En la práctica, se emplea el intervalo comprendido entre el **5 % y el 95 % de la Intensidad de Arias acumulada** para identificar el tramo del registro que concentra la mayor parte de la energía sísmica, el cual resulta especialmente relevante para análisis dinámicos no lineales e incrementales (Arias, 1970; Trifunac & Brady, 1975).

2.3.11. Amortiguador viscoso

viscoso operan mediante la resistencia hidráulica de un fluido interno, que genera una fuerza amortiguadora proporcional a la velocidad relativa entre sus extremos (Constantinou & Taylor, 1995). A diferencia del amortiguamiento histerético de los elementos estructurales, los disipadores viscosos no producen daño acumulado bajo ciclos repetidos, lo que los convierte en una solución adecuada para el reforzamiento de estructuras existentes. En la presente

investigación, se emplearon propiedades no lineales con exponente de velocidad $\alpha = 0,4$, representativas de dispositivos de uso comercial frecuente en el mercado peruano.

El comportamiento de un amortiguador viscoso puede describirse mediante una relación lineal entre la fuerza de amortiguamiento y la velocidad del movimiento relativo, expresada como:

$$F = c v \quad (2.74)$$

donde F es la fuerza de amortiguamiento, c es el coeficiente de amortiguamiento viscoso y v es la velocidad relativa.

En aplicaciones donde el comportamiento del fluido o las condiciones de carga no siguen una relación estrictamente lineal, se emplea una formulación no lineal, la cual se expresa como:

$$F = c v^\alpha \quad (2.75)$$

donde α es el exponente de no linealidad, cuyo valor depende de las propiedades del fluido y del diseño del amortiguador. Esta expresión permite representar de manera más realista el comportamiento de los amortiguadores viscosos en condiciones dinámicas complejas.

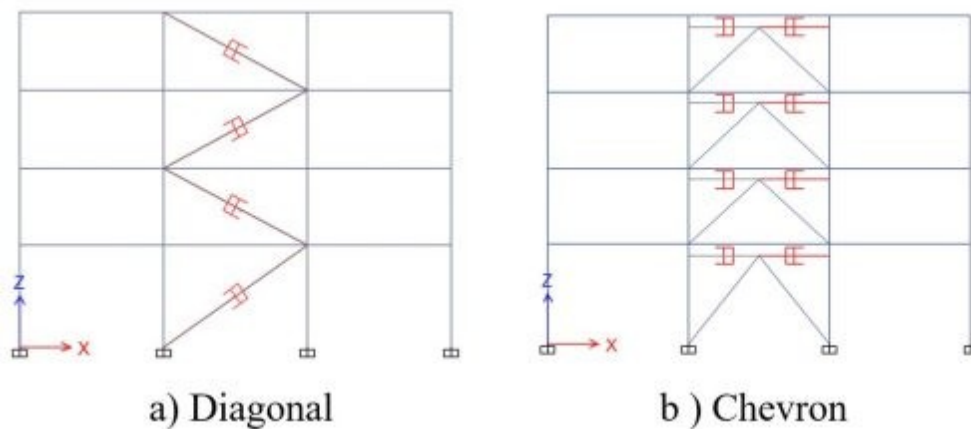


Figura 24. Disposición de los disipadores viscosos en una edificación

Capítulo 3

Método de la Investigación

En este capítulo se expone la metodología empleada en el desarrollo de la presente investigación. Se detalla el enfoque metodológico adoptado, el alcance y el diseño de la investigación, así como la población y la muestra consideradas. Además, se presentan las hipótesis planteadas y las técnicas e instrumentos utilizados que hicieron posible la ejecución de este estudio.

3.1. Enfoque

El presente estudio adopta un enfoque cuantitativo, en tanto los resultados se expresan mediante variables numéricas medibles (derivas de entrepiso, aceleración máxima del suelo, índices de ductilidad) que permiten establecer comparaciones directas con los umbrales normativos. El razonamiento es de tipo inductivo: a partir del comportamiento específico del bloque 04 del Colegio General Córdova se pretende extraer conclusiones generalizables sobre el desempeño sísmico de tipologías similares de edificaciones educativas en la región de Ayacucho.

3.2. Alcance: Explicativo

El estudio tiene un alcance explicativo ya que pretende analizar y explicar el comportamiento no lineal de la estructura en relación a diferentes niveles de excitación sísmica. Mediante análisis dinámico incremental (IDA), se determina la relación entre los parámetros de intensidad sísmica y las respuestas estructurales, permitiendo interpretar mecanismos de degradación, daño y pérdida de rigidez que conducen a diferentes niveles de desempeño estructural.

3.3. Diseño de investigación (tipos: experimental y/o no experimental)

La presente investigación es de tipo Experimental debido a que se manipulará las variables para la obtención de resultados cuantificables, es decir se seleccionará una serie de registros sísmicos, se realizará modelos estructurales para las columnas, vigas y muros para posterior realizar modelamiento estructural de la edificación y analizar mediante un análisis dinámico incremental para finalmente encontrar el desempeño sísmico de la Institución Educativa

ante solicitaciones sísmicas, Cuya información servirá para reforzamiento estructural si fuera necesario.

3.4. Población y muestra

La población son los bloques Educativos de la Institución Educativa Emblemática General Córdova de la provincia de Vilcas Huamán, en cual cuya institución se compone por 09 bloques. La muestra es una Edificación de la Institución Educativa Emblemática General Córdova de Vilcas Huamán, específicamente el bloque 04, cuya infraestructura contempla 09 aulas funcionales distribuidas en sus tres niveles. Por tanto, es el bloque que más estudiantes alberga durante un horario de clases o durante la ocurrencia de un terremoto.

3.5. Hipótesis

3.5.1. Hipótesis general

El nivel de desempeño sísmico del bloque 04 de la Institución Educativa Emblemática General Córdova de la provincia de Vilcas Huamán, evaluado mediante el análisis dinámico incremental, se sitúa en el nivel de Seguridad de Vida, cumpliendo con los umbrales de daño moderado establecidos en la normativa técnica peruana.

3.5.2. Hipótesis específicas

- Los desplazamientos inelásticos máximos de la estructura, obtenidos mediante 07 pares de registros sísmicos escalados, se mantienen dentro de los límites de control de deformación establecidos para edificaciones esenciales.
- Las curvas de capacidad (curvas IDA) representan de manera precisa la transición del régimen elástico al inelástico, permitiendo identificar los niveles de intensidad sísmica que conducen a la inestabilidad estructural.
- Los índices de ductilidad y daño calculados para los elementos estructurales demuestran una capacidad de disipación de energía adecuada para el nivel de demanda sísmica de la ubicación geográfica del proyecto.

3.6. Operacionalización de variables, definición conceptual y operacional

3.6.1. Variable Independiente

Variable: Análisis Dinámico Incremental (IDA)

Definición conceptual: El análisis dinámico incremental (IDA) constituye una metodología de análisis estructural no lineal en el dominio del tiempo, en el cual se emplean registros sísmicos escalados a diferentes niveles de intensidad. En este procedimiento, el modelo estructural, que incorpora no linealidades tanto del material como geométricas, es sometido a una serie de excitaciones sísmicas que varían progresivamente desde niveles de baja intensidad hasta condiciones severas cercanas al colapso.

Este método permite establecer la relación entre un parámetro de demanda sísmica, representado por la aceleración del suelo (PGA), y un parámetro de respuesta estructural, como las derivas de entrepiso y los desplazamientos máximos los cuales se traducen directamente como daño en la estructura.

Definición operacional: El análisis dinámico incremental se operacionaliza mediante la aplicación de registros sísmicos previamente seleccionados, filtrados, corregidos y escalados a diferentes niveles de intensidad. Estos registros son aplicados a un modelo estructural no lineal desarrollado en el software ETABS V22.5.1, el cual incorpora las no linealidades del material y efectos geométricos.

A partir de este procedimiento, se obtiene la respuesta estructural del edificio para cada nivel de intensidad sísmica, lo que permite evaluar el comportamiento progresivo de la estructura frente a distintos niveles de demanda sísmica.

3.6.2. Variable Dependiente

Variable: Desempeño sísmico

Definición conceptual: El desempeño sísmico representa el comportamiento global de una edificación frente a un evento sísmico, expresado en términos de niveles de daño estructural y no estructural, seguridad de los ocupantes y funcionalidad posterior al sismo. Este concepto se asocia a estados límite que permiten clasificar la respuesta estructural dentro de rangos aceptables o no aceptables según criterios normativos y de desempeño.

Definición operacional: El desempeño sísmico se evalúa a partir de los resultados obtenidos del análisis no lineal dinámico incremental de la estructura. Para ello, se seleccionan pares de registros sísmicos representativos y se somete el modelo estructural al análisis IDA, obteniéndose parámetros como ductilidad global, desplazamientos máximos por nivel y derivas inelásticas máximas. Con base en estos resultados se construyen las curvas IDA, a partir de las cuales se determina el nivel de desempeño sísmico de la edificación.

Cuadro 6. *Definición conceptual y operacional de variables*

Tipo	Variable	Definición conceptual	Definición operacional
Independiente	Análisis dinámico incremental (IDA)	Método no lineal que evalúa la respuesta estructural mediante registros sísmicos escalados (Vamvatsikos & Cornell, 2002).	Aplicación de registros sísmicos procesados a un modelo no lineal en ETABS para obtener la respuesta estructural.
Dependiente	Desempeño sísmico	Comportamiento estructural frente a sismos, asociado a niveles de daño.	Evaluación mediante derivas, desplazamientos y curvas IDA para determinar el nivel de desempeño.

Cuadro 7. Matriz de operacionalización de variables

Variable	Dimensiones	Indicadores	Unidad de medida	Instrumentos
Independiente: Análisis dinámico incremental (IDA)	Intensidad sísmica	PGA, $S_a(T_1)$	$g, m/s^2$	software ETABS V22.5.1, registros sísmicos, hojas de cálculo y software SeismoSignal
	Escalamiento de registros	Factor de escala	Adimensional	software SeismoMatch
	Registros sísmicos	Número de registros	Cantidad	Base de datos de la Red Acelerográfica del Instituto Geofísico del Perú (REDACIS-IGP)
Dependiente: Desempeño sísmico estructural	Niveles de desempeño estructural	Deriva máxima de entrepiso	%	Análisis dinámico incremental (IDA) y criterios del comité VISIÓN 2000 (SEAOC)
		Desplazamiento máximo	m o cm	
		Curvas IDA	Relación (PGA vs deriva)	
		Estados límite (IO, LS, CP)	Categoría	

3.7. Técnicas e instrumentos

Para la presente investigación se recolectará datos a partir de los planos, especificaciones técnicas y memorias descriptivas correspondiente al proyecto: **"MEJORAMIENTO DEL SERVICIO EDUCATIVO DE LA I.E.P. GENERAL CÓRDOVA DEL DISTRITO DE VILCAS HUAMÁN, PROVINCIA DE VILCAS HUAMÁN, REGIÓN AYACUCHO"**. Seguidamente con toda la información y con un modelo no lineal de la estructura se procederá a realizar un análisis No Lineal Dinámico Incremental mediante el Software ETABS y recomendaciones del ASCE 41-17. Para la Evaluación del desempeño la presente Investigación se basará a las recomendaciones del Comité de Visión 2000 correspondiente a la Asociación de Ingenieros Estructurales de California de 1995.

3.8. Técnicas estadísticas para el procesamiento de la información

El procesamiento de la información obtenida a partir del Análisis Dinámico Incremental (IDA) se basa en el empleo de técnicas estadísticas que permiten establecer relaciones cuantitativas entre la intensidad de los registros sísmicos y la respuesta no lineal de la edificación. En este estudio, la acción sísmica se representa mediante un parámetro de intensidad, el cual es incrementado de manera progresiva y aplicado a un conjunto de registros acelerográficos, dando lugar a una serie de respuestas estructurales para distintos niveles de severidad sísmica.

Las respuestas estructurales obtenidas del IDA, tales como desplazamientos máximos, derivas de entrepiso u otros parámetros de respuesta representativos, se organizan en forma de curvas IDA, las cuales describen la evolución del comportamiento no lineal de la edificación en función del incremento del parámetro de intensidad sísmica. Estas curvas permiten identificar de manera clara las diferentes etapas de respuesta estructural, desde el comportamiento esencialmente elástico hasta la ocurrencia de no linealidades significativas y estados avanzados de daño.

Debido a la dispersión inherente de los resultados obtenidos a partir de diferentes registros sísmicos, se emplean técnicas estadísticas para el procesamiento y la interpretación de las curvas IDA. En particular, se utiliza el análisis de regresión para definir una tendencia representativa del comportamiento global de la edificación, a partir de la relación entre el parámetro de intensidad y la respuesta estructural. Esta tendencia permite obtener una curva promedio o curva representativa, la cual es empleada para la evaluación de la capacidad estructural y la identificación de los niveles de desempeño sísmico.

Asimismo, el procesamiento estadístico de las curvas IDA facilita la determinación de umbrales de respuesta asociados a distintos estados límite de desempeño, así como la evaluación del daño progresivo conforme aumenta la intensidad sísmica. De esta manera, el uso de técnicas estadísticas aplicadas a las curvas IDA permite una interpretación más consistente y confiable del comportamiento sísmico de la edificación bajo el enfoque de evaluación del desempeño basado en análisis dinámico incremental.

3.9. Desarrollo del trabajo de tesis

3.9.1. Datos de la Edificación

Para la presente investigación, se toma el bloque 04 correspondiente a la Institución Educativa General Córdova en el distrito de Vilcas Huamán, Provincia de Vilcas Huamán.



Figura 25. *Vista panorámica de la Institución Educativa*



Figura 26. *Vista panorámica de la Institución Educativa*

A continuación se muestra el equipamiento de la Institución, específicamente de las aulas del bloque 04. Cabe precisar que el presente bloque cuenta con 09 aulas funcionales, en el primer nivel se tiene las aulas funcionales de matemática 02, 03 y 04, en segundo nivel tenemos las aulas funcionales de comunicación 03, 04 y el laboratorio de Inglés N°01, en el tercer nivel se tiene las aulas funcionales para el laboratorio de Inglés N°02, 03 y 04.

(a) *Aulas funcionales de Inglés*(b) *Aulas de comunicación*(c) *Equipamiento de los laboratorios de Inglés*(d) *Laboratorio de física***Figura 27.** *Equipamiento y vistas del interior del bloque 04.***3.9.1.1. Configuración arquitectónica y dimensiones**

La arquitectura está distribuida en 3 aulas funcionales por cada nivel, posee un área de circulación con piso porcelanato de 60x60 de alto tránsito, las aulas funcionales tienen piso machihembrado con madera tornillo, la cobertura del bloque es con teja artesanal a dos aguas, cada una de las aulas tiene una capacidad para 30 estudiantes con mobiliarios de madera tornillo.

Cuadro 8. *Dimensiones de la edificación*

Descripción	Valor
Longitud en la dirección "X"	23.94 m
Longitud en la dirección "Y"	10.62 m
Área	254.2 m ²
Altura de entrepiso	3 m
Nº pisos	3

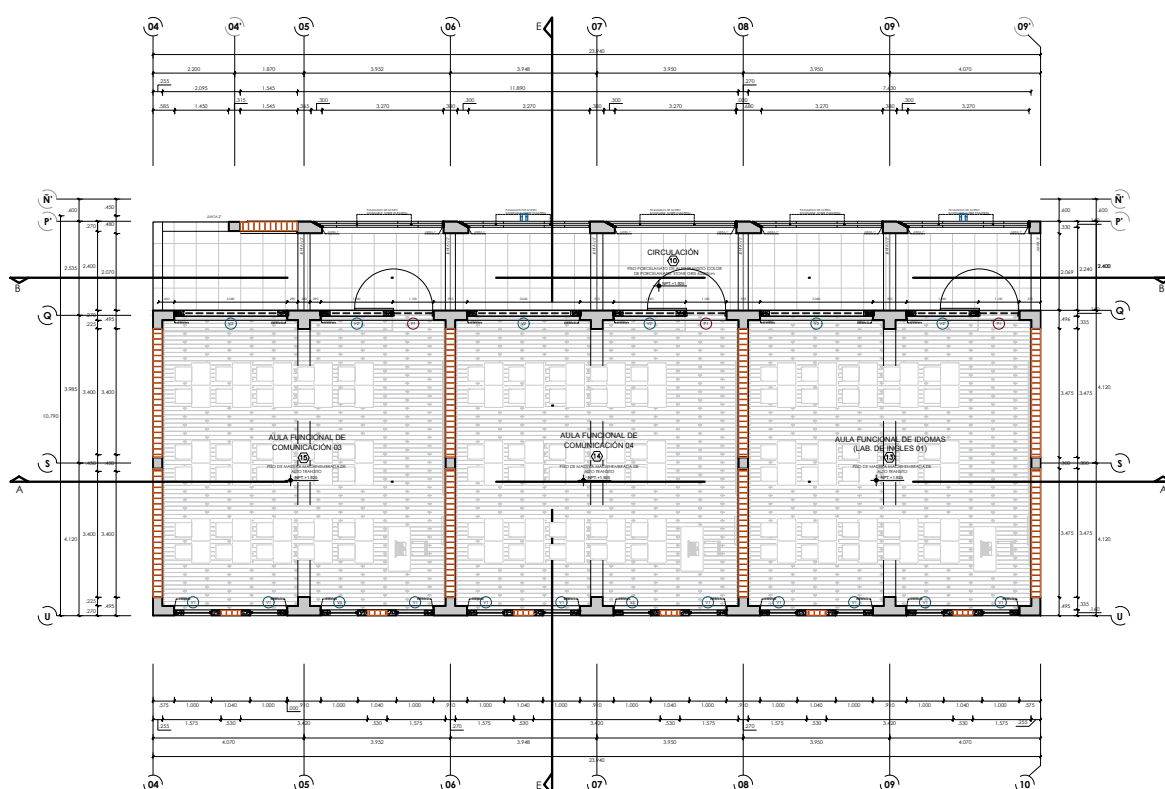


Figura 28. Planta típica de la edificación

Fuente: Expediente técnico

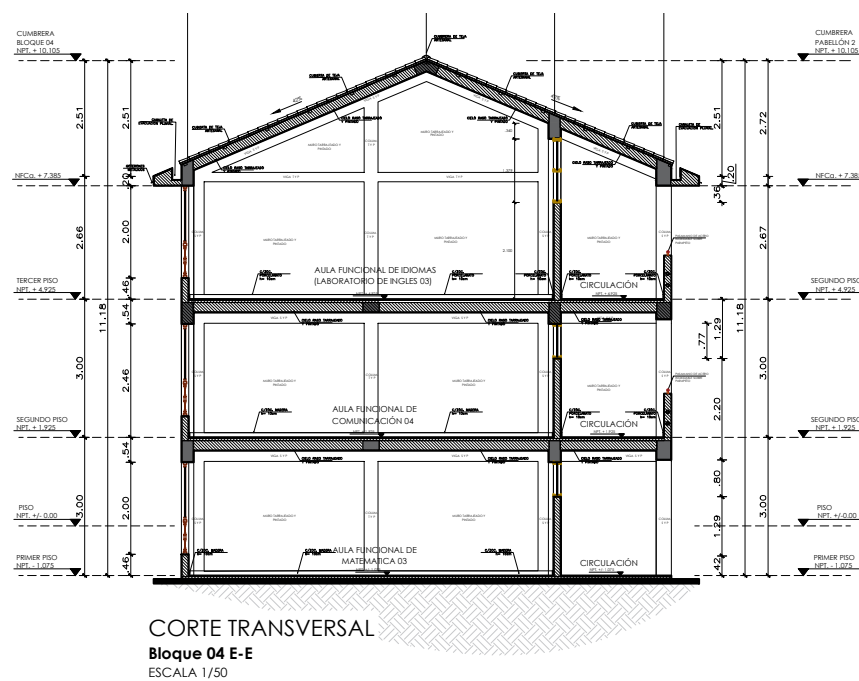


Figura 29. Vista en elevación de la edificación

Fuente: Expediente técnico

3.9.1.2. Configuración estructural y dimensiones

La estructura del bloque 04 se consta de pórticos en la dirección **X** y muros de albañilería en la dirección **Y**, se compone de columnas de tipo **T,L**,cuadradas y trapezoidales, la cimentación esta compuesta por una zapata combinada, posee una losa aligerada de 20cm en los tres niveles.

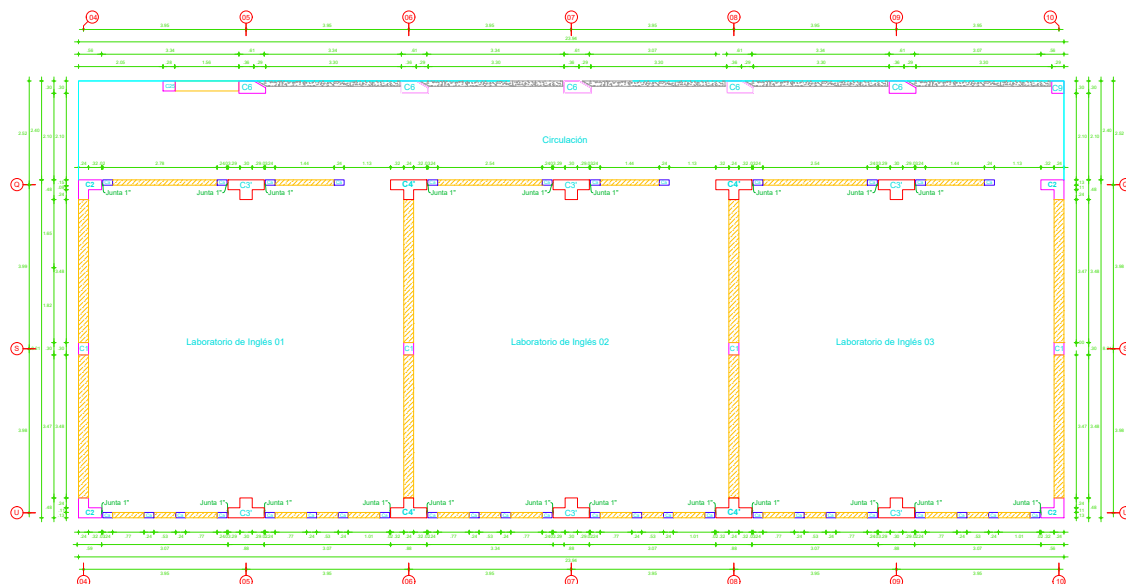


Figura 30. Planta típica de la configuración estructural de la edificación

Fuente: Expediente técnico

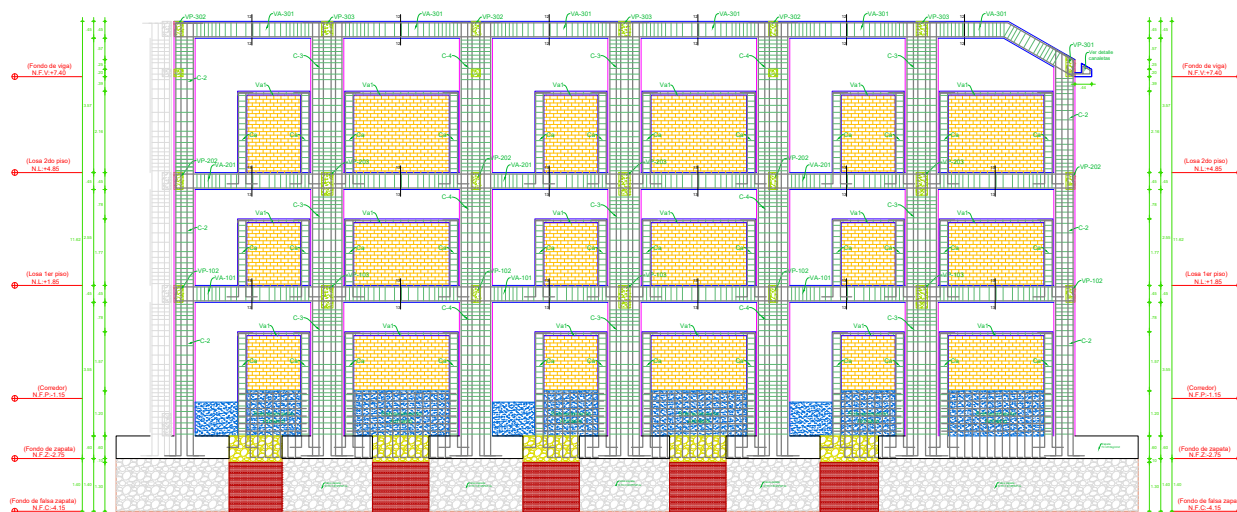


Figura 31. Vista en elevación del eje Q-Q del sistema pórticos aislado de la tabiquería

Fuente: Expediente técnico

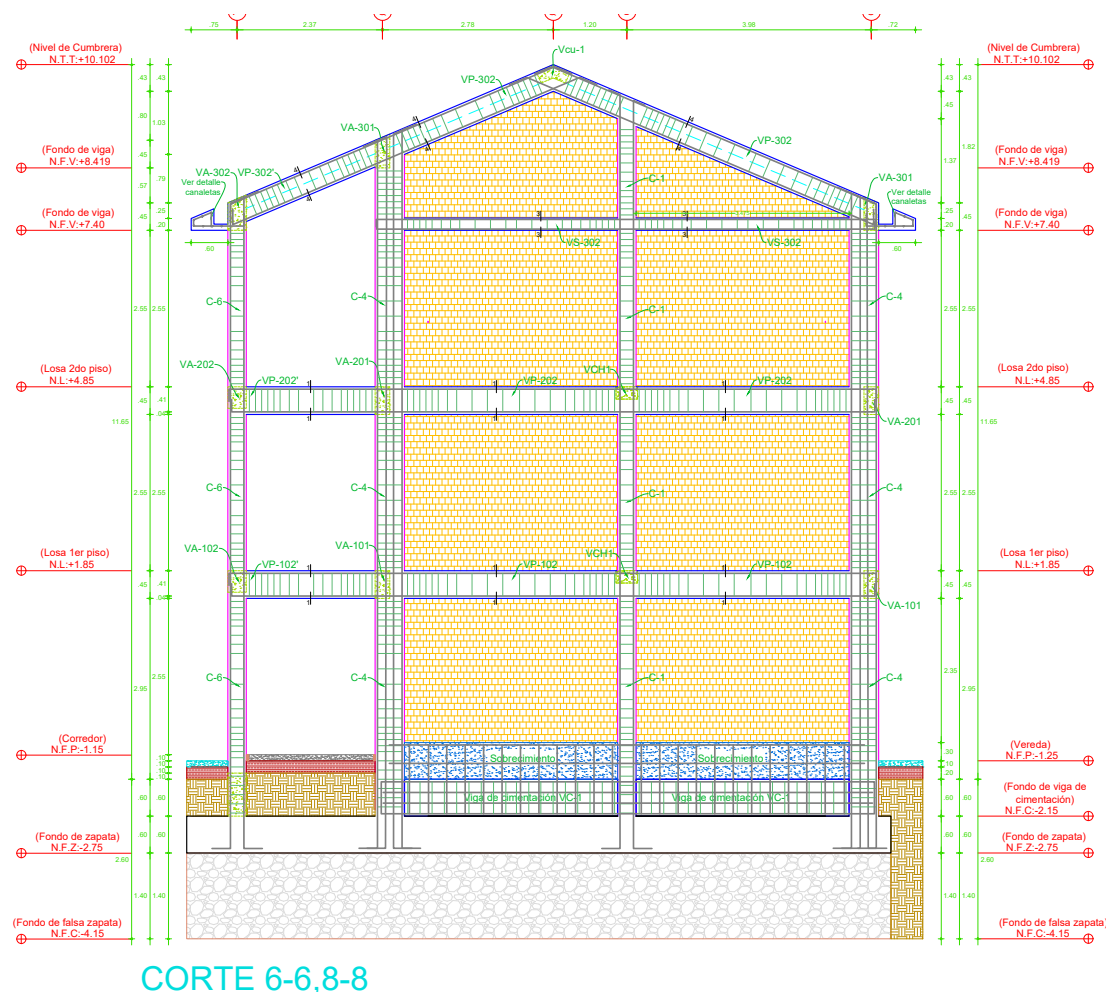


Figura 32. Vista en elevación del sistema de albañilería estructural en la dirección *Y*

Fuente: Expediente técnico

El proyecto contempla el uso de distintos tipos de columnas según su función estructural dentro de la edificación. En las esquinas se disponen columnas en forma de L, con el propósito de garantizar la longitud mínima de anclaje del acero de refuerzo. Para la transmisión de cargas de las vigas principales se emplean columnas de tipo T, mientras que las columnas de sección cuadrada cumplen la función de confinamiento de los muros de albañilería. Asimismo, en la cara frontal de la edificación se proyectan columnas de sección trapezoidal, en concordancia con la configuración arquitectónica.

Cuadro 9. Tipos de columnas

columna	tipo	dimensiones
C1	Cuadrada	30cm x 24cm
C2	"L"	56cm x 48cm
C3'	"T"	48cm x 88cm
C4'	"T"	48cm x 88cm
C25	Cuadrada	30cm x 24cm
C6	Trapezoidal	65cm x 30cm
C9	Cuadrada	29.5cm x 30cm

La disposición y ubicación de estos elementos se muestran en la Figura 30, y sus características se detallan en el Cuadro 9, correspondiente a las columnas del Bloque 04.

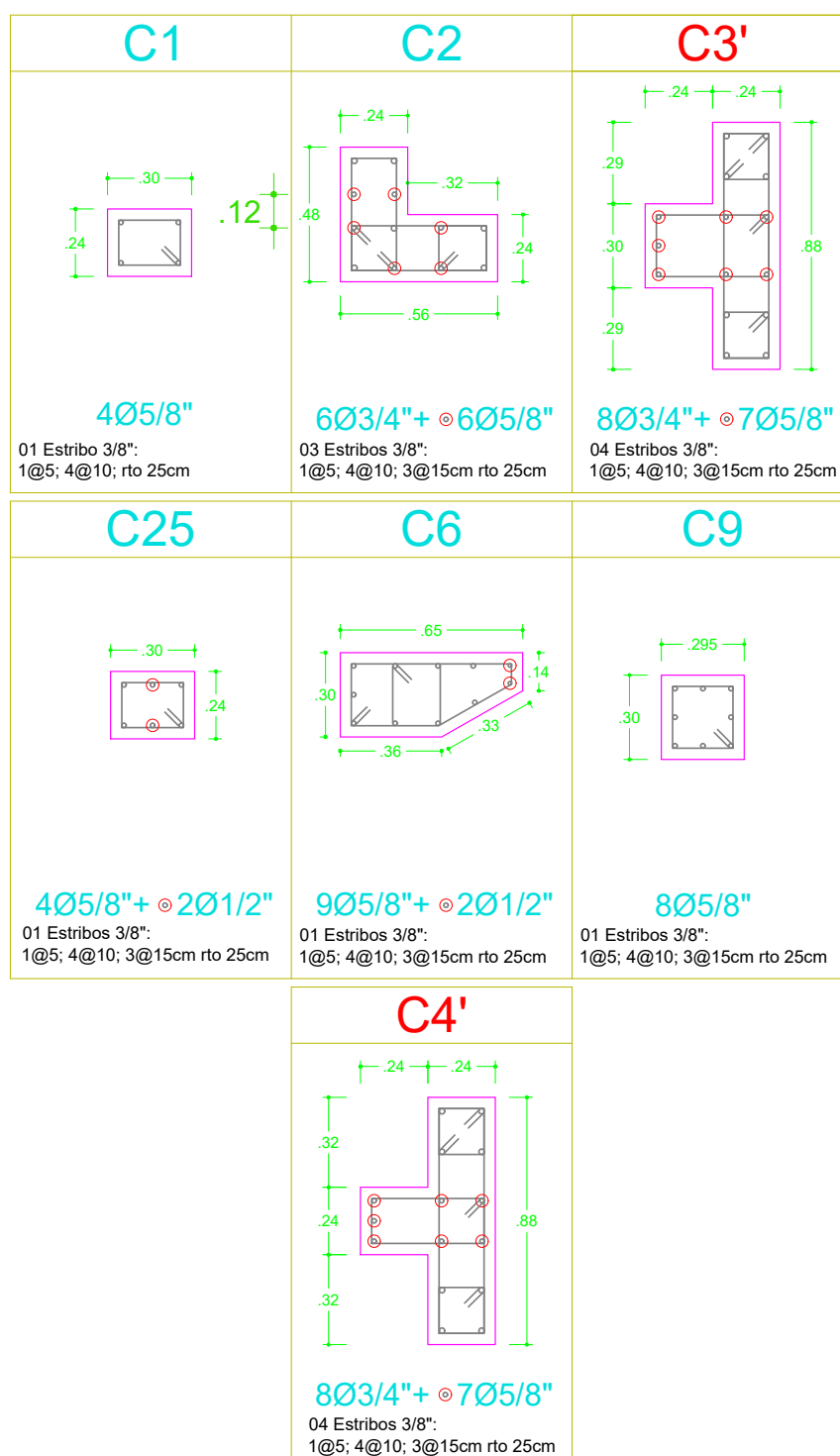


Figura 33. Cuadro de columnas de la edificación

Fuente: Expediente técnico

A continuación, se presenta el cuadro de vigas principales del bloque 04.

Cuadro 10. Vigas principales

viga	tipo	sección	dimensiones
VP-103/203	rectangular	8-8	30cm x 60cm
VP-103/203	rectangular	9-9	30cm x 60cm
VP-103/203	rectangular	10-10	30cm x 45cm
VP-103/203	rectangular	11-11	30cm x 45cm
VP-301	Trapezoidal	5-5	24cm x 59cm
VP-304'	Trapezoidal	6-6	24cm x 59cm
VP-102/202	rectangular	1-1	24cm x 45cm
VP-104'/204'	rectangular	2-2	24cm x 45cm
VP-102-102'/202	rectangular	1-1	24cm x 45cm
VS-302(inf)	rectangular	3-3	24cm x 20cm
VP-302(sup)	rectangular	4-4	24cm x 40cm
VP-303	rectangular	7-7	30cm x 40cm

Cuadro 11. Vigas secundarias

Viga	Tipo	Sección	Nivel	Eje	Dimensiones
VA-302	Trapezoidal	19-19	Tercer piso	Corte P'-P'	30cm x 58cm
VA-303	Trapezoidal	23-23	Tercer piso	Corte P'-P'	30cm x 55cm
VA-202	Rectangular	20-20	2do piso	Corte P'-P'	30cm x 35cm
VA-203	Rectangular	21-21	2do piso	Corte P'-P'	24cm x 45cm
VA-203	Rectangular	22-22	2do piso	Corte P'-P'	24cm x 45cm
VA-102	Rectangular	20-20	Primer piso	Corte P'-P'	30cm x 35cm
VA-103	Rectangular	21-21	Primer piso	Corte P'-P'	24cm x 45cm
VA-103	Rectangular	22-22	Primer piso	Corte P'-P'	24cm x 45cm
VA-301	Trapezoidal	12-12	Tercer piso	Corte Q-Q	24cm x 55cm
VA-201	Rectangular	13-13	2do piso	Corte Q-Q	24cm x 45cm
VA-101	Rectangular	13-13	Primer piso	Corte Q-Q	24cm x 45cm
VA-301	Trapezoidal	12-12	Tercer piso	Corte U-U	24cm x 55cm
VA-201	Rectangular	13-13	2do piso	Corte U-U	24cm x 45cm
VA-101	Rectangular	13-13	Primer piso	Corte U-U	24cm x 45cm

Vcu-1 6Ø1/2" 02 Estribos 3/8": 1@5; rto 15cm	VCH2 6Ø1/2" Estribo 3/8": 1@5; rto 15cm	VCH3 6Ø1/2" Estribo 3/8": 1@5; rto 15cm	Vcu-2 6Ø1/2" 02 Estribos 3/8": 1@5; rto 15cm	VCH1 4Ø1/2" Estribo 3/8": 1@5; rto 15cm	VCH2 6Ø1/2" Estribo 3/8": 1@5; rto 15cm
Detalle de Vigas especiales en losa a dos aguas				Detalle de Vigas especiales en losa 1er, 2do piso	

Figura 34. Cuadro de vigas especiales

Fuente: Expediente técnico

VP-103/203			
8-8	9-9	10-10	11-11
6Ø5/8"+⊙5Ø1/2"	6Ø5/8"+⊙4Ø1/2"	6Ø5/8"+⊙3Ø1/2"	6Ø5/8"
Estribo 3/8": 1@5; 12@10; 3@15; rto 25cm	Estribo 3/8": 1@5; 12@10; 3@15; rto 25cm	Estribo 3/8": 1@5; 5@10; 2@15; rto 25cm	Estribo 3/8": 1@5; 5@10; 2@15; rto 25cm
VP-301	VP-304'	VP-102/202	VP-104'/204'
5-5	6-6	1-1	2-2
6Ø1/2"	6Ø1/2"	6Ø1/2"	6Ø1/2"
Estribo 3/8": 1@5; 6@10; 3@15; rto 25cm C/E	Estribo 3/8": 1@5; 6@10; 3@15; rto 25cm C/E	Estribo 3/8": 1@5; 5@10; 2@15; rto 25cm C/E	Estribo 3/8": 1@5; 10@10; 3@15; rto 25cm
VP102-102'/202	VS-302(inf)	VP-302(sup)	VP-303
1-1	3-3	4-4	7-7
6Ø1/2"	4Ø3/8"	6Ø1/2"	4Ø5/8"+⊙2Ø1/2"
Estribo 3/8": 1@5; 5@10; 2@15; rto 25cm	Estribo Ø 6mm: 1@5; 4@10; 3@15; rto 25cm	Estribo Ø 3/8": 1@5; 5@10; 2@15; rto 25cm	Estribo 3/8": 1@5; 5@10; 3@15cm; rto25cm

Figura 35. Cuadro de vigas principales de la edificación

Fuente: Expediente técnico

En las Figuras 34, 35 y 36 se presenta la cuantía de acero dispuesta en cada sección de las vigas, determinada en función de las solicitaciones por momento flector. Para un mayor detalle sobre la ubicación exacta de dichas secciones a lo largo de los elementos estructurales, en el Anexo se adjuntan los planos **E.B4-13** y **E.B4-14**, en los cuales se especifica de manera precisa la localización de cada una de las secciones analizadas.

Cabe señalar que las vigas de sección trapezoidal corresponden al tercer nivel de la edificación y se ubican en los extremos del techo a dos aguas, en concordancia con la pendiente de la cubierta y la configuración arquitectónica proyectada.

VA-302 19-19 6Ø1/2" Estribo 3/8": 1@5; 6@10; 3@15; rto 25cm C/E VA-303 23-23 7Ø1/2" Estribo 3/8": 1@5; 12@10; 3@15					
VA-202 20-20 6Ø1/2" Estribo 3/8": 1@5; 6@10; 3@15; rto 25cm C/E			VA-201 13-13 4Ø5/8" Estribo 3/8": 1@5; 6@10; 3@15; rto 25cm C/E		
VA-102 20-20 6Ø1/2" Estribo 3/8": 1@5; 6@10; 3@15; rto 25cm C/E			VA-101 13-13 4Ø5/8" Estribo 3/8": 1@5; 6@10; 3@15; rto 25cm C/E		
VA-203 21-21 6Ø1/2" Estribo 3/8": 1@5; 6@10; 3@15; rto 25cm C/E			VA-301 12-12 6Ø1/2" Estribo 3/8": 1@5; 6@10; 3@15; rto 25cm C/E		
VA-203 22-22 7Ø1/2" Estribo 3/8": 1@5; 12@10; 3@15			VA-301 12-12 6Ø1/2" Estribo 3/8": 1@5; 6@10; 3@15; rto 25cm C/E		
CORTE P'-P'			CORTE Q-Q		

Figura 36. Cuadro de vigas secundarias de la edificación

Fuente: Expediente técnico

3.9.2. Implementación del modelo estructural en ETABS

Para el modelamiento de la configuración estructural en ETABS, se toma datos de materiales y secciones del expediente técnico del proyecto.

3.9.2.1. Definición de los materiales

✓ Concreto:

La resistencia especificada del concreto es de $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ para los elementos estructurales principales, incluyendo columnas, vigas y losa aligerada, conforme a lo indicado en los planos estructurales de la edificación. El modelo constitutivo para el el concreto confinado y no confinado es de acuerdo a lo propuesto por Mander et al. (1988). Para el cálculo del módulo de elasticidad del concreto se emplea la siguiente expresión empírica, válida para concretos de peso normal en unidades del sistema kg/cm^2 :

$$E_c = 15000\sqrt{f'_c}$$

Cuadro 12. *Propiedades del concreto*

Propiedad	Valor
Densidad	2400 kg/m ³
Módulo de elasticidad, E	21,48 GPa
Relación de Poisson, ν	0,20
Módulo de corte, G	8,95 GPa

Cuadro 13. *Datos de la no linealidad del concreto*

Propiedad	Valor
Resistencia del con concreto	$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Tipo de Material	Concreto, Isótropo
Criterio IO - Tensión	0,01
Criterio IO - Compresión	-0,003
Criterio LS - Tensión	0,02
Criterio LS - Compresión	-0,006
Criterio CP - Tensión	0,05
Criterio CP - Compresión	-0,015
Tipo de Histeresis	Takeda
Deformación a Resistencia a Compresión f'_c	0,002
Deformación Última No Confinada	0,004
Pendiente de Compresión (Multiplicador en E)	-0,1

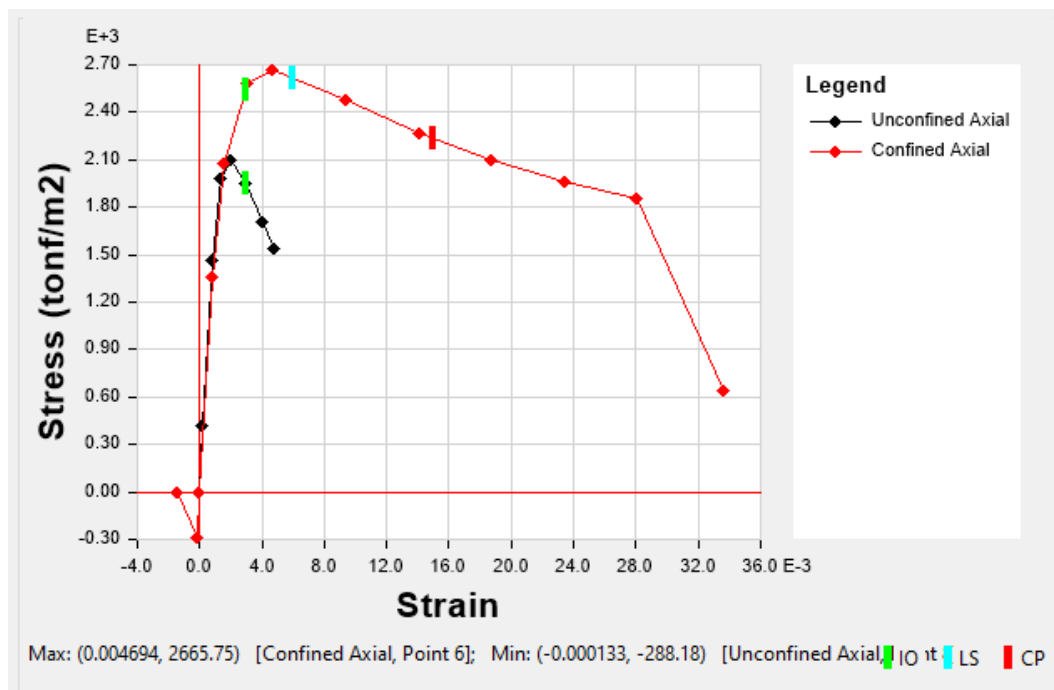


Figura 37. *Curva de esfuerzo deformación del concreto con el modelo Mander et al. (1988) para un concreto confinado y no confinado*

Fuente: software ETABS

✓ **Acero de refuerzo:**

De acuerdo a los planos estructurales de la edificación, se hace uso del acero **A615Gr60**,

esto tanto para los aceros longitudinales y transversales de las vigas y columnas de la edificación; El modelo constitutivo seleccionado para el acero de refuerzo es el propuesto por Park y Paulay (1975). A continuación se presenta los datos de este acero de refuerzo para ingresar al software ETABS.

Cuadro 14. *Propiedades del acero ASTM A615 Grado 60*

Propiedad	Valor
Densidad	7850 kg/m ³
Peso específico	77 kN/m ³
Módulo de elasticidad, E	200 GPa
Coefficiente de Poisson, ν	0,30
Coefficiente de expansión térmica, α	12×10^{-6} 1/°C
Límite de fluencia, f_y	420 MPa
Resistencia última, f_u	≈ 620 MPa

Fuente: Adaptado de Aceros Arequipa (2023)

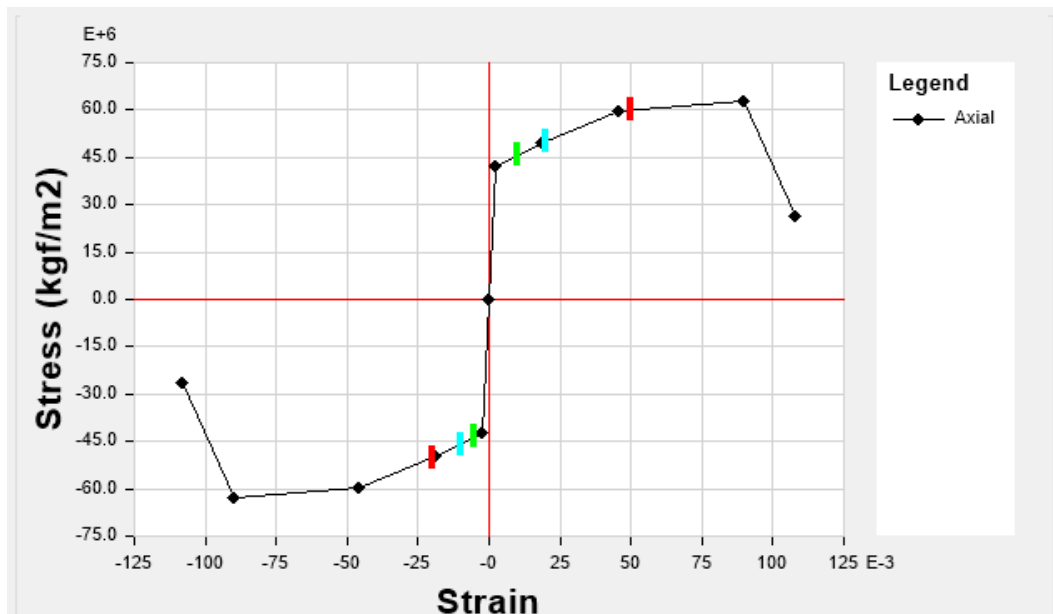


Figura 38. *Curva de esfuerzo deformación del acero A615Gr60 acuerdo al modelo propuesto por Park y Paulay (1975)*

Fuente: software ETABS

✓ Muros de albañilería:

Las unidades de albañilería utilizadas en el presente proyecto cumplen con la clasificación de Clase IV, conforme a lo establecido en la Norma Técnica E.070 – Albañilería. Dichas unidades presentan dimensiones nominales de $13 \times 24 \times 9$ cm y poseen alvéolos cuya proporción de vacíos no excede el 30 % del volumen total de la unidad. Asimismo, estas unidades cuentan con una resistencia mínima a la compresión de la unidad de albañilería de $f'_{b,\text{mín}} = 130 \text{ kg/cm}^2$, valor que satisface los requisitos normativos para su aplicación en edificaciones sismorresistentes.

Cuadro 15. *Propiedades no lineales del Acero de Refuerzo A615 Gr60*

Propiedad	Tensión	Compresión
Nombre del Material	A615 Gr60	-
Tipo de Material	Barra de Refuerzo, Uniaxial	-
Grado	Grado 60	-
Tipo de Histeresis	Kinematic	-
Criterio IO (Deformación)	0,01	-0,005
Criterio LS (Deformación)	0,02	-0,01
Criterio CP (Deformación)	0,05	-0,02
Deformación al Inicio del Endurecimiento	0,01	-
Capacidad Última de Deformación	0,09	-
Pendiente Final (Multiplicador en E)	-0,1	-

Fuente: Adaptado de American Society of Civil Engineers, 2017 y American Concrete Institute, 2019

Cuadro 16. *Propiedades del material de albañilería*

Peso y Masa del Material	
Peso por Unidad de Volumen	1,8 tonf/m ³
Masa por Unidad de Volumen	0,183549 tonf · s ² /m ⁴
Datos de Propiedades Mecánicas	
Módulo de Elasticidad, E	440000 tonf/m ²
Coefficiente de Poisson, ν (U)	0,2
Coefficiente de Expansión Térmica, α (A)	0,0000081 1/°C
Módulo de Cortante, G	183333,33 tonf/m ²

Fuente: Adaptado Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006 y del Expediente técnico del proyecto

La tesis de Bernardo Acuña y Peña de la Cuba, 2009 analiza el efecto del peralte de las columnas en un muro confinado con unidades de albañilería de tipo industrial y clase IV, cuyas unidades son las que están presentes en los muros de nuestro proyecto. De cuya investigación se extrae las propiedades del muro confinado con unidades de albañilería de tipo industrial, clase IV y cuyos alvéolos no superan el 30 % de vacíos.

**Figura 39.** *Unidad de albañilería tipo IV*

Fuente: Bernardo Acuña y Peña de la Cuba, 2009



(a) Resistencia al corte del murete de albañilería tipo IV



(b) Pila de albañilería para el ensayo de compresión

Figura 40. Unidades y especímenes empleados en los ensayos de compresión de albañilería

Fuente: Bernardo Acuña y Peña de la Cuba, 2009

Nonlinear Material Data

Material Name and Type

Material Name: Albañilería $f'_m = 88 \text{ kg/cm}^2$

Material Type: Masonry, Isotropic

Acceptance Criteria Strains

	Tension	Compression	
IO	0.01	-0.003	m/m
LS	0.02	-0.006	m/m
CP	0.05	-0.015	m/m

☒ Ignore Tension Acceptance Criteria

Miscellaneous Parameters

Hysteresis Type: Pivot

Modify/Show Hysteresis Parameters...

Drucker-Prager Parameters

Friction Angle: 0 deg

Dilatational Angle: 0 deg

Stress Strain Curve Definition Options

☒ Parametric Simple

☐ User Defined

Parametric Strain Data

Strain at Unconfined Compressive Strength, f'_m : 0.002219

Ultimate Unconfined Strain Capacity: 0.005

Final Compression Slope (Multiplier on E): -0.1

Show Stress-Strain Plot...

OK Cancel

Figura 41. Configuración de los parámetros no lineales adoptados para los muros de albañilería, considerando una resistencia a compresión de la mampostería de $f'_m = 88 \text{ kg/cm}^2$.

Fuente: software ETABS

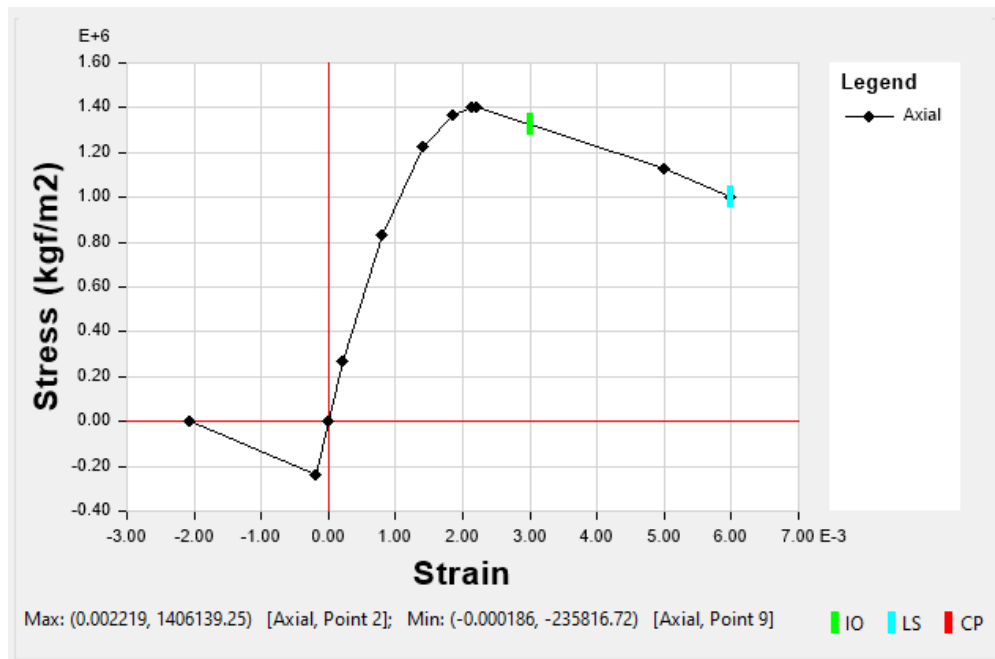


Figura 42. Curva de esfuerzo deformación de la albañilería

Fuente: software ETABS

Figura 43. Propiedades lineales de la albañilería.

Fuente: software ETABS

3.9.2.2. Definición de secciones

En las Figuras 33, 35, 36 y 34 se presentan las dimensiones de las columnas, vigas principales, vigas secundarias y vigas especiales. A partir de estos datos, correspondientes a los diámetros del acero longitudinal y transversal, se elaboró el modelo en el software ETABS.

- ✓ En la figura 44 se presenta el modelo de la columna $C3'$ modelado en ETABS.
- ✓ En la figura 45 se presenta el diagrama de momento-curvatura para la columna $C3'$ en forma de "T", para una carga axial cero.
- ✓ En la figura 46 y 47 se presenta el bloque 04 de la Institución Educativa General Córdova de Vilcas Huamán modelado en el software ETABS.

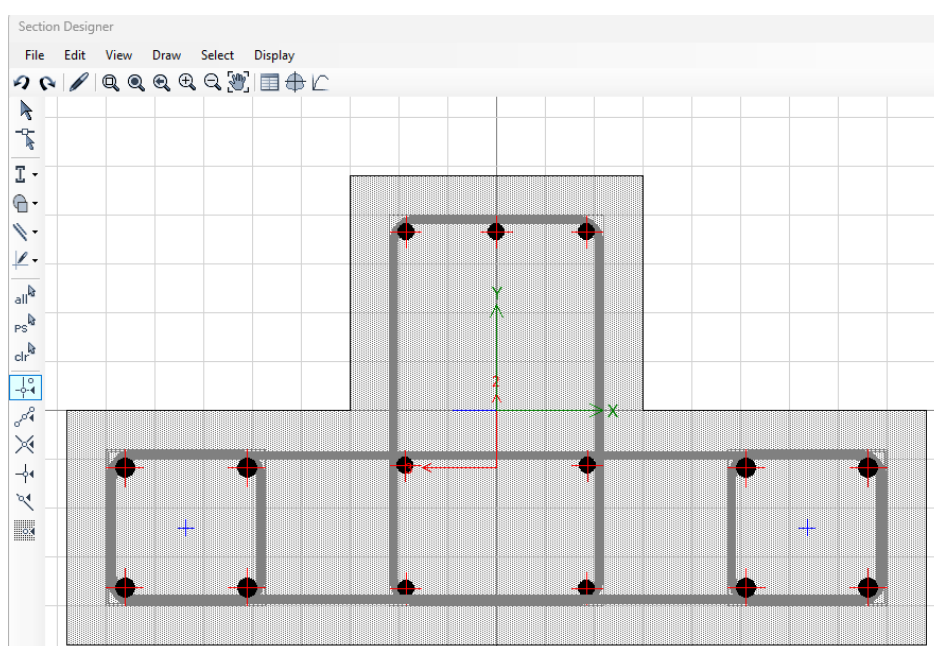


Figura 44. Columna $C3'$ en ETABS

Fuente: software ETABS

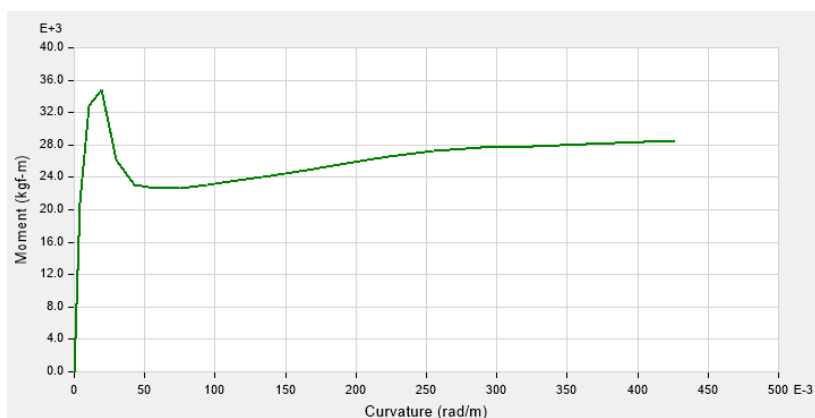


Figura 45. Diagrama de momento vs curvatura de la columna $C3'$ en ETABS

Fuente: software ETABS

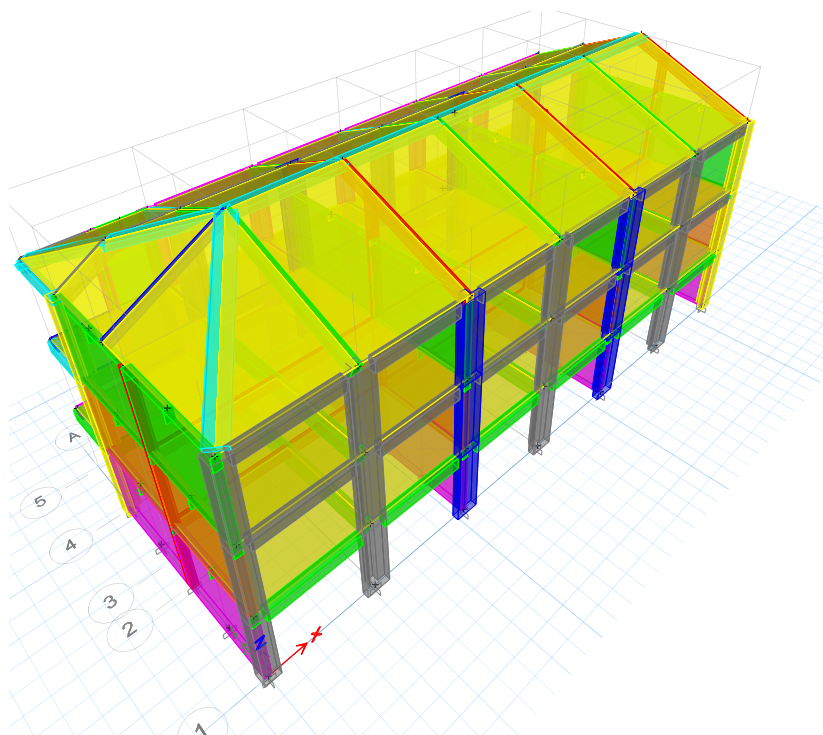


Figura 46. *Vista posterior del Modelo 3D de la edificación en ETABS*

Fuente: software ETABS

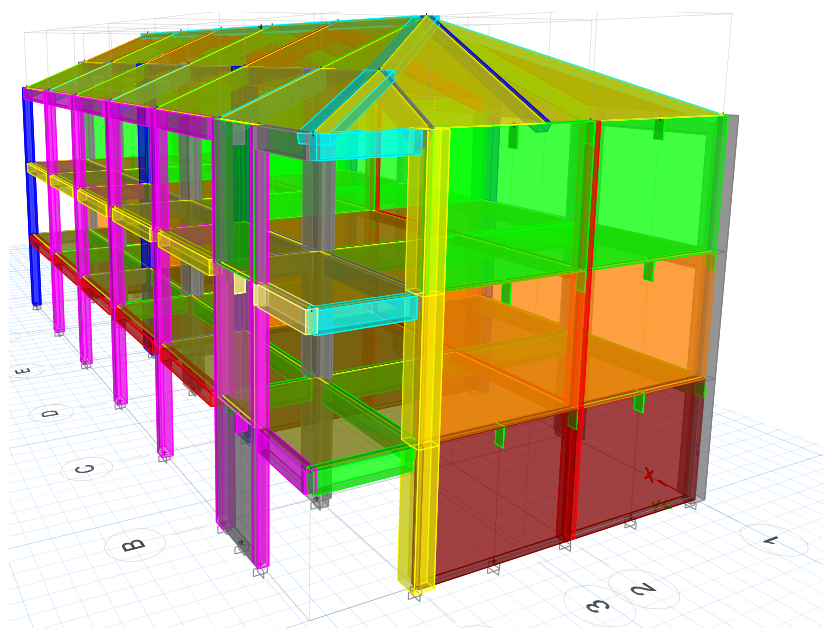


Figura 47. *Vista frontal del Modelo 3D de la edificación en ETABS*

Fuente: software ETABS

3.9.2.3. Definición de diafragmas rígido

Para la presente investigación, debido al gran gasto computacional, se asumirá diafragmas rígidos en cada nivel de la edificación. Por consiguiente se define a la losa aligerada como un elemento infinitamente rígido, los nodos dentro de cada uno de estos planos rígidos poseerán

un mismo desplazamiento en la dirección Y y X y un giro alrededor del eje Z . Las principales ventajas de asumir un diafragma rígido son las siguientes:

- ✓ Reduce el número de grados de libertad.
- ✓ Mayor control de la torsión por piso.
- ✓ Mejor distribución de cargas.

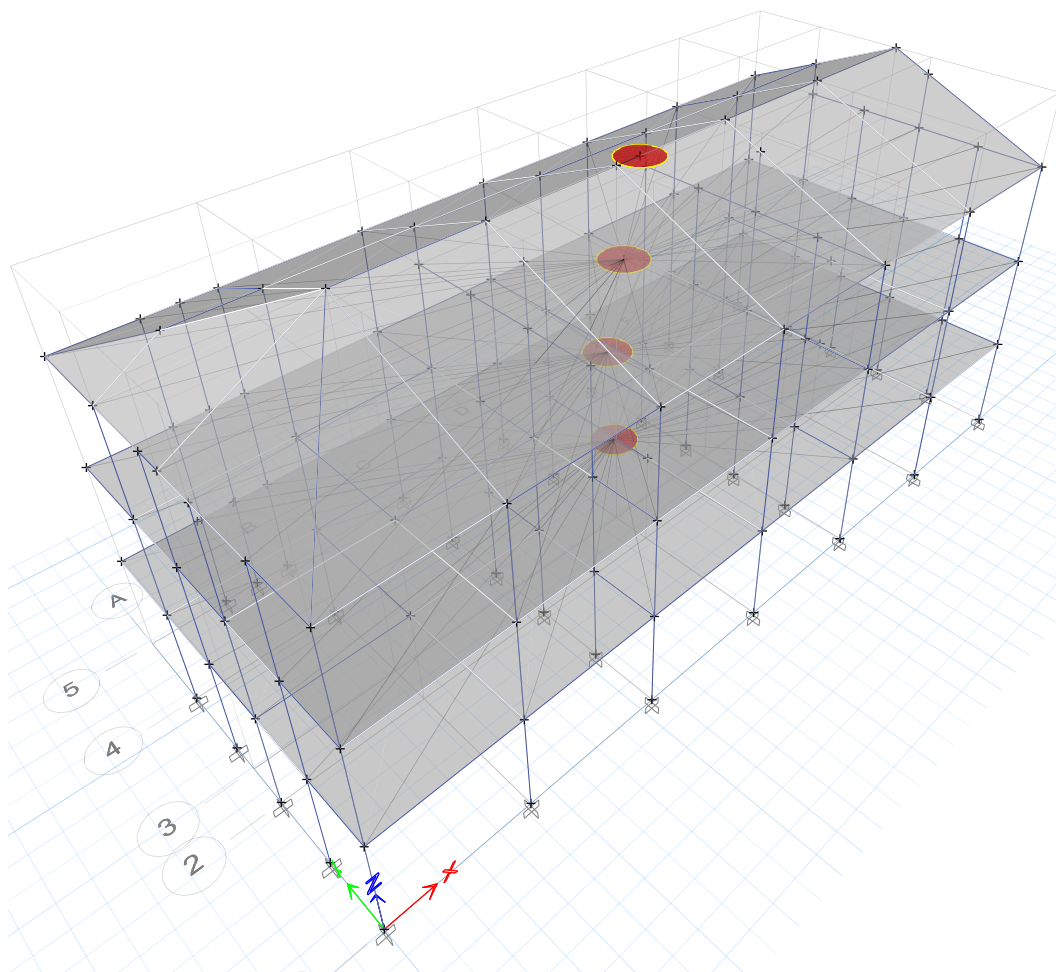


Figura 48. Diafragma rígido en cada piso en la edificación.

Fuente: software ETABS

3.9.2.4. Definición de cargas

- ✓ **Carga muerta:** Dentro de este apartado se considera al peso de la losa aligerada, al peso machihembrado en las aulas y peso del contrapiso incluido el acabado con porcelanato de alto tránsito en los corredores o áreas de circulación del bloque 04.

Cuadro 17. *Carga distribuida en aulas*

descripción	carga
Losa aligerada	300 kg/m ²
Piso machihembrado	13.7 kg/m ²
Total	313.7 kg/m²

Cuadro 18. *Carga distribuida en área de circulación*

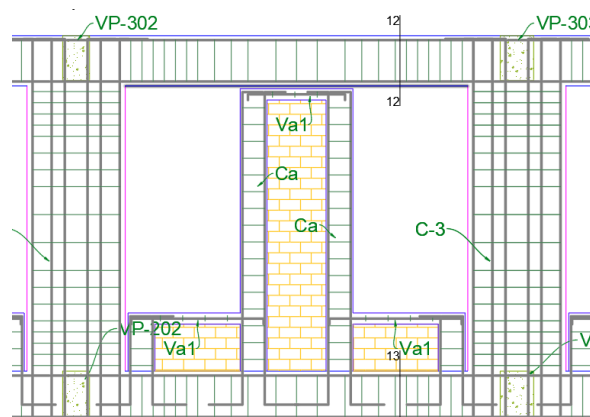
descripción	carga
Losa aligerada	300 kg/m ²
Contrapiso + porcelanato	142.8 kg/m ²
Total	442.8 kg/m²

Cuadro 19. *Carga distribuida en la cobertura*

descripción	carga
Losa aligerada	300 kg/m ²
Teja artesanal	160 kg/m ²
Total	460 kg/m²

De igual manera como se muestra en la figura 49, consideramos la tabiquería como una carga distribuida lineal en las vigas de la edificación. Cabe precisar que estos elementos están aislados de la estructura mediante juntas de 1 in de ancho. Adicionalmente para el cálculo de la carga distribuida se considera el peso de las columnetas, viguetas, ladrillos, mortero, acero y el tarrajeo de la tabiquería.

La descripción de **ejes** de la carga distribuida en los cuadros 20, 21 y 22 es de acuerdo a los ejes de los planos estructurales de la edificación.

**Figura 49.** *Tabiquería del eje U-U, considerado para esta investigación como carga distribuida lineal*

Fuente: Planos estructurales del expediente técnico

Cuadro 20. *Carga distribuida de la tabiquería en la puertas de ingreso a las aulas*

Eje	nivel	carga
eje Q-Q entre eje 04-05	3er nivel	746.2 kg/m
eje Q-Q entre eje 05-06	3er nivel	746.2 kg/m
eje Q-Q entre eje 06-07	3er nivel	746.2 kg/m
eje Q-Q entre eje 07-08	3er nivel	746.2 kg/m
eje Q-Q entre eje 08-09	3er nivel	746.2 kg/m
eje Q-Q entre eje 09-10	3er nivel	746.2 kg/m
eje Q-Q entre eje 04-05	2do nivel	612.0 kg/m
eje Q-Q entre eje 05-06	2do nivel	612.0 kg/m
eje Q-Q entre eje 06-07	2do nivel	612.0 kg/m
eje Q-Q entre eje 07-08	2do nivel	612.0 kg/m
eje Q-Q entre eje 08-09	2do nivel	612.0 kg/m
eje Q-Q entre eje 09-10	2do nivel	612.0 kg/m

Cuadro 21. *Carga distribuida de la tabiquería en la fachada posterior (zona de ventanas)*

Eje	nivel	carga
eje U-U entre eje 04-05	2do y 3er nivel	187.5 kg/m - 917.8 kg/m - 730 kg/m
eje U-U entre eje 05-06	2do y 3er nivel	187.5 kg/m - 917.8 kg/m - 730 kg/m
eje U-U entre eje 06-07	2do y 3er nivel	187.5 kg/m - 917.8 kg/m - 730 kg/m
eje U-U entre eje 07-08	2do y 3er nivel	187.5 kg/m - 917.8 kg/m - 730 kg/m
eje U-U entre eje 08-09	2do y 3er nivel	187.5 kg/m - 917.8 kg/m - 730 kg/m
eje U-U entre eje 09-10	2do y 3er nivel	187.5 kg/m - 917.8 kg/m - 730 kg/m

Cuadro 22. *Carga distribuida del parapeto de circulación*

Eje	nivel	carga
eje P-P entre eje 04-05	2do y 3er nivel	860 kg/m
eje P-P entre eje 05-06	2do y 3er nivel	307 kg/m - 187 kg/m - 113 kg/m
eje P-P entre eje 06-07	2do y 3er nivel	307 kg/m - 187 kg/m - 113 kg/m
eje P-P entre eje 07-08	2do y 3er nivel	307 kg/m
eje P-P entre eje 08-09	2do y 3er nivel	307 kg/m - 187 kg/m - 113 kg/m
eje P-P entre eje 09-10	2do y 3er nivel	307 kg/m - 187 kg/m - 113 kg/m

En la figura 50 se visualiza la aplicación de las cargas lineales correspondiente a la tabiquería, esto en la fachada posterior y en la área correspondiente a los sectores de circulación, es decir en la parte frontal.

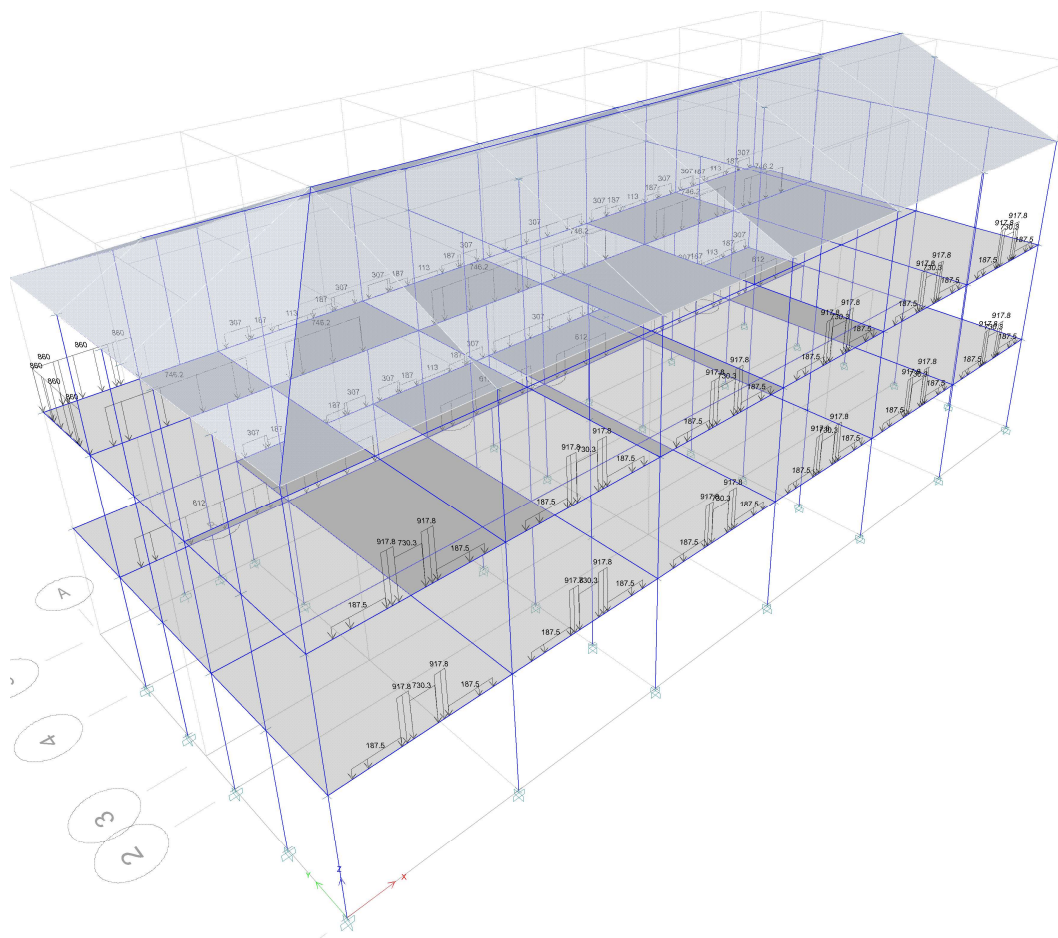


Figura 50. Carga distribuida en vigas debido a la tabiquería.

Fuente: software ETABS

- ✓ **Carga viva:** La norma de cargas E.020 publicada por el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2020) establece una carga de viva de 250 kg/m^2 para aulas, 400 kg/m^2 en corredores o áreas de circulación de Instituciones Educativas y 50 kg/m^2 para techos y azoteas.

Cuadro 23. Carga viva en la edificación de acuerdo a la norma E.020: Cargas

descripción	Carga
Aulas	250 kg/m^2
corredores y pasadizos	400 kg/m^2
techos o azoteas	50 kg/m^2

Fuente: Adaptado de la norma E.020: cargas

3.9.2.5. Modelos de plasticidad para los elementos estructurales

- ✓ **Vigas:** Diversas investigaciones han demostrado que las rótulas plásticas se forman en los extremos de las vigas, entre las cuales destaca la realizada por Shen et al. (2022), quienes proponen reducir y reubicar la formación de estas rótulas mediante barras diagonales ancladas mecánicamente. Con base en dichas investigaciones, en este trabajo se modelan en ETABS las rótulas concentradas en los extremos de las vigas con el

fin de caracterizar la degradación de la rigidez a partir de estas rótulas plásticas. Entre las ventajas de este modelo se encuentran su menor demanda computacional y la simplicidad de su aplicación en el análisis estructural.



Figura 51. Formación de rótulas plásticas en los extremos de una viga

Fuente: Extraído de Shen et al., 2022

Adicionalmente, al implementar en nuestro modelo las rótulas plásticas en los extremos de la viga, se debe considerar la reducción de la rigidez global del elemento a una rigidez efectiva, esto debido a que en un evento sísmico a parte de la formación de rótulas plásticas se generan fisuras en todo el elemento que conllevará a una reducción de la rigidez del elemento. Ahora consideremos esta rigidez efectiva de la tabla A.8.4 del American Concrete Institute (2019) presentado en la figura 52.

En resumen, para modelar la no linealidad de las vigas en edificación se tomará el modelo de plasticidad concentrada con su correspondiente diagrama de momento-curvatura y una rigidez efectiva en el resto de la viga, cuyos valores serán tomados de la tabla A.8.4 del American Concrete Institute (2019).

Table A.8.4—Effective stiffness values^[1]

Component		Axial	Flexural	Shear
Beams	nonprestressed	$1.0E_cA_g$	$0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
	prestressed	$1.0E_cA_g$	$1.0E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
Columns with compression caused by design gravity loads ^[2]	$\geq 0.5A_gf'_c$	$1.0E_cA_g$	$0.7E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
	$\leq 0.1A_gf'_c$ or with tension	$1.0E_cA_g$ (compression) $1.0E_cA_g$ (tension)	$0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
Structural walls ^[3]	in-plane	$1.0E_cA_g$	$0.35E_cI_g$	$0.2E_cA_g$
	out-of-plane	$1.0E_cA_g$	$0.25E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
Diaphragms (in-plane only) ^[4]	nonprestressed	$0.25E_cA_g$	$0.25E_cI_g$	$0.25E_cA_g$
	prestressed	$0.5E_cA_g$	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
Coupling beams	with or without diagonal reinforcement	$1.0E_cA_g$	$0.07\left(\frac{\ell_n}{h}\right)E_cI_g$ $\leq 0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
Mat foundations	in-plane	$0.5E_cA_g$	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
	out-of-plane ^[5]		$0.5E_cI_g$	

Figura 52. Rigidez efectiva de una viga para un modelo de plasticidad concentrada.

Fuente: Extraído de American Concrete Institute, 2019

- ✓ **Columnas:** Para modelar la no linealidad de las columnas, esta investigación hace uso del modelo de tipo fibra o de plasticidad distribuida, este modelo considera que la respuesta inelástica ocurre en toda la longitud del elemento; con este modelo se discretiza la sección transversal de las columnas en fibras de concreto confinado, no

confinado y fibras de acero de refuerzo. A partir de estas fibras y mediante integración numérica de las secciones discretas se obtiene los parámetros de la sección transversal, en la figura 53 (Applied Technology Council, 2010).

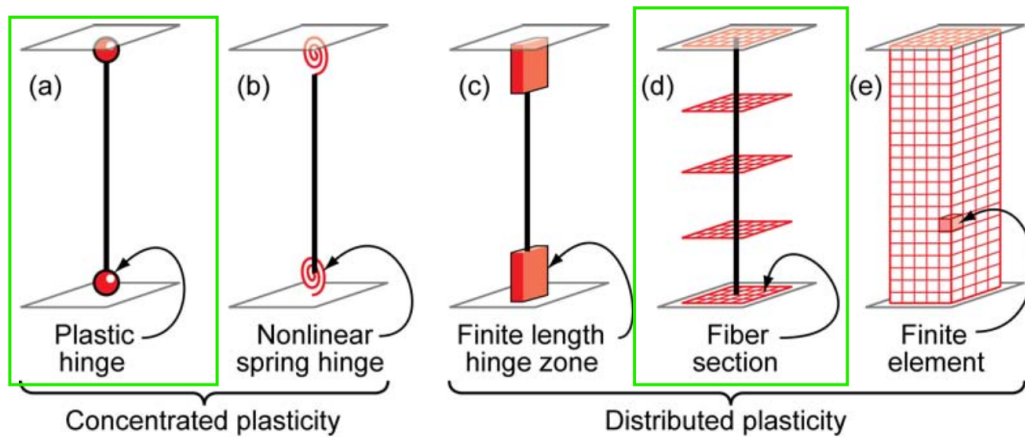


Figura 53. Modelos de idealización no lineal de vigas y columnas.

Fuente: Extraído de Applied Technology Council, 2010

- ✓ **Muros de albañilería:** De acuerdo a la investigación de Gonzales et al. (2020) podemos representar la no linealidad de los muros de albañilería mediante un elemento tipo **frame** con una rótula plástica al corte a media altura del elemento para caracterizar las incursiones en el rango no lineal, adicionalmente se debe considerar que la viga la confinamiento del muro de albañilería debe considerarse como un elemento infinitamente rígido para evitar deflexiones de la losa aligerada en el sector donde se apoya sobre el muro de albañilería.

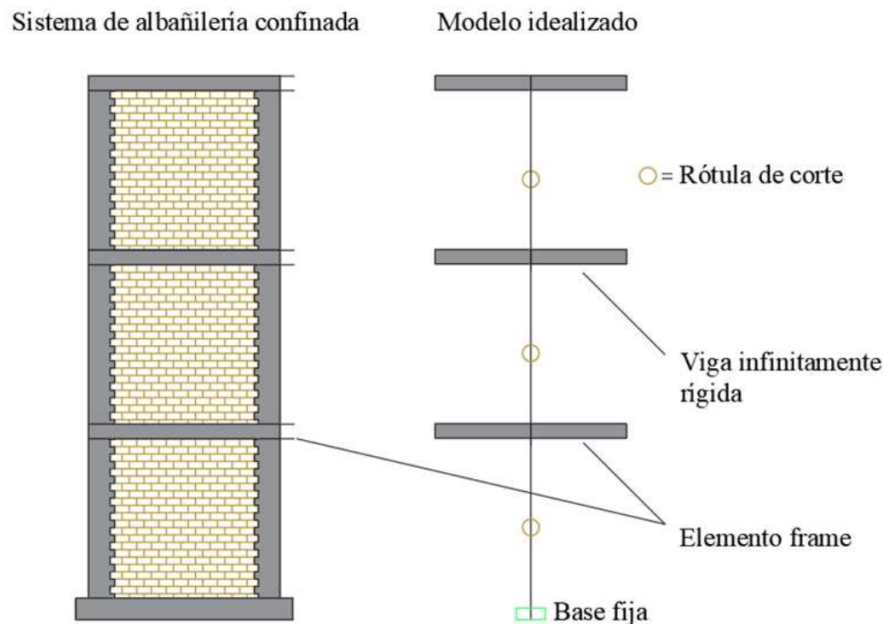


Figura 54. Modelos de idealización del muro de albañilería confinado.

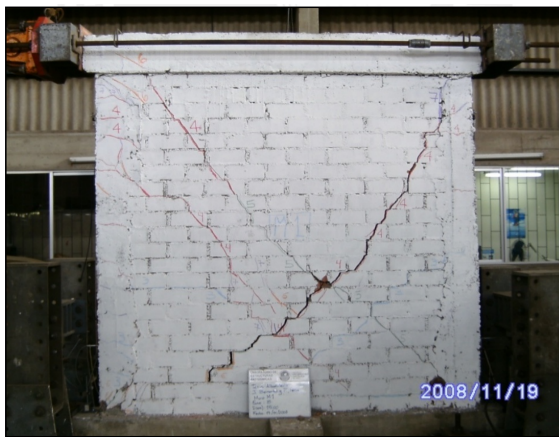
Fuente: Extraído de Gonzales et al., 2020

Con esta consideración realizamos la calibración de este modelo con elemento tipo **frame** de ETABS y un ensayo experimental en laboratorio.

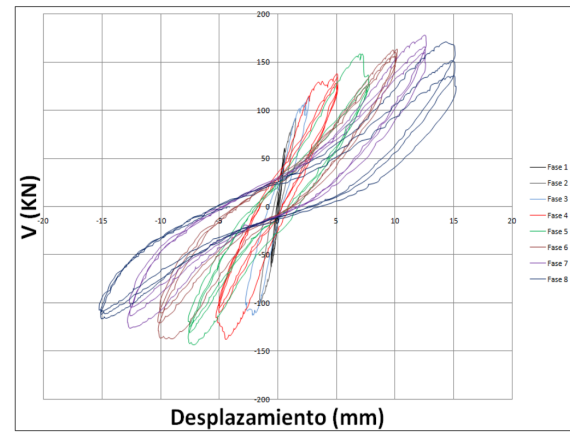
La tesis de Bernardo Acuña y Peña de la Cuba, 2009 analiza el efecto del peralte de las columnas en un muro confinado con unidades de albañilería de tipo industrial y clase IV, cuyas unidades son las que están presentes en los muros de nuestro proyecto.

De cuya investigación se extrae las propiedades del muro confinado con unidades de albañilería de tipo industrial, clase IV y cuyos alvéolos no superan el 30 % de vacíos; con las propiedades y la geometría del muro se modela en ETABS y se le aplica desplazamientos cíclicos en el extremo superior del muro, tal cual como se realizó en laboratorio por Bernardo Acuña y Peña de la Cuba, 2009.

El figura 55 se presenta el ensayo de un muro de albañilería a carga cíclica incremental y su curva de histéresis; a partir de esos resultados se realiza un modelo idealizado en ETABS para someterle a la misma carga cíclica, de ello se obtiene la figura 56b curva de histéresis para dicho modelo; Adicionalmente en la figura 57 se compara con la curva de histéresis experimental y numérica. Finalmente en la figura 58 se presenta los parámetros calibrados que serán ingresados en nuestro modelo no lineal.



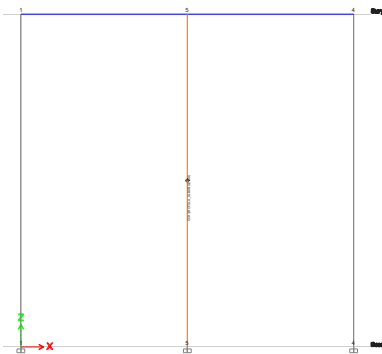
(a) Muro M1 ensayado en laboratorio.



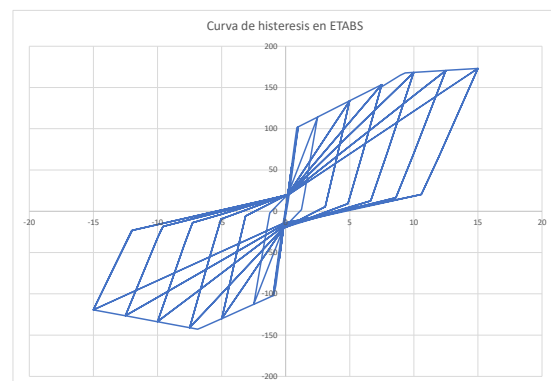
(b) Curva de histéresis frente a una carga cíclica del muro M1.

Figura 55. (a) y (b) muestran los resultados experimentales del muro M1.

Fuente: Bernardo Acuña y Peña de la Cuba, 2009



(a) Modelo idealizado del muro M1.



(b) Curva de histéresis frente a una carga cíclica del muro M1.

Figura 56. (a) y (b) muestran los resultados del muro M1 en el software ETABS.

Fuente: Bernardo Acuña y Peña de la Cuba, 2009

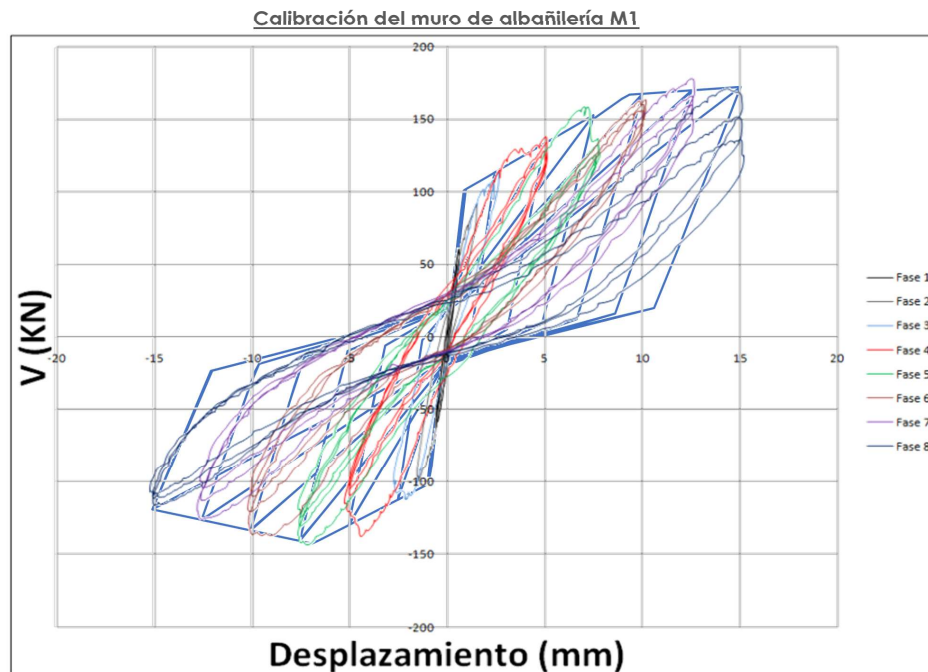


Figura 57. Comparación de la curva de histéresis de un muro de albañilería analizado experimentalmente y numéricamente.

Fuente: software ETABS

Point	Force/SF	Disp/SF
E	-0.1	-12
D	-0.2	-11
C	-0.65	-2.5
B	-0.5	0
A	0	0
B	0.5	0
C	0.75	3.5
D	0.7	8
E	0.3	10

Scaling for Force and Disp	Positive	Negative	Unit
Use Yield Force	12.194	12.194	tonf
Use Yield Disp (Steel Objects Only)	2.3	2.3	mm

Acceptance Criteria (Plastic Disp/SF)	Positive	Negative
Immediate Occupancy	0.003	-0.003
Life Safety	0.012	-0.012
Collapse Prevention	0.015	-0.015

Hysteresis Type and Parameters	Value
Hysteresis	Pivot
α_1	5
α_2	5
β_1	0.2
β_2	0.2
η	0.1

Figura 58. Parámetros no lineales para una rótula a corte que representará a nuestro muro de albañilería.

Fuente: software ETABS

En las figuras 58 y 59 se muestra la distribución de rótulas concentradas en las vigas y plasticidad distribuida de tipo fibra, esto la dirección **X** de los pórticos. Asimismo, en la figura 61 se aprecia la asignación de rótulas concentradas en los muros de albañilería y Plasticidad de tipo fibra en las columnas; cabe precisar que la definición de rótulas en vigas es de acuerdo a la tabla 10-7 del ASCE 41-17 implementados mediante el software

ETABS V22.5.1.

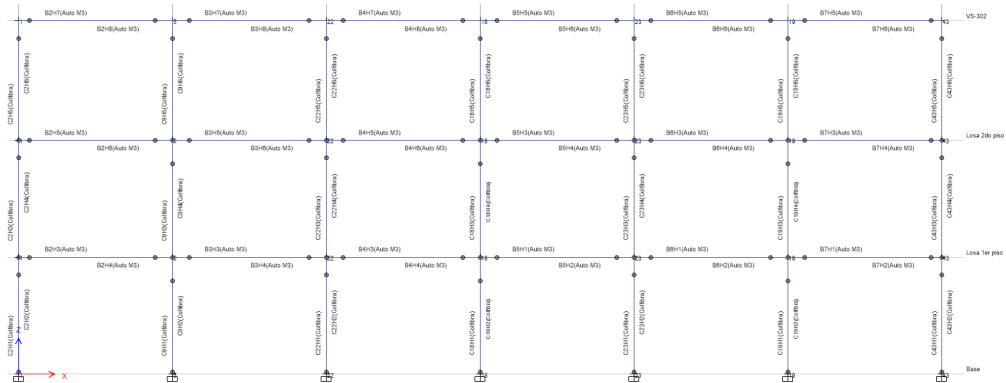


Figura 59. Rótulas de tipo fibra y concentrada en columnas y vigas del eje U-U.

Fuente: software ETABS

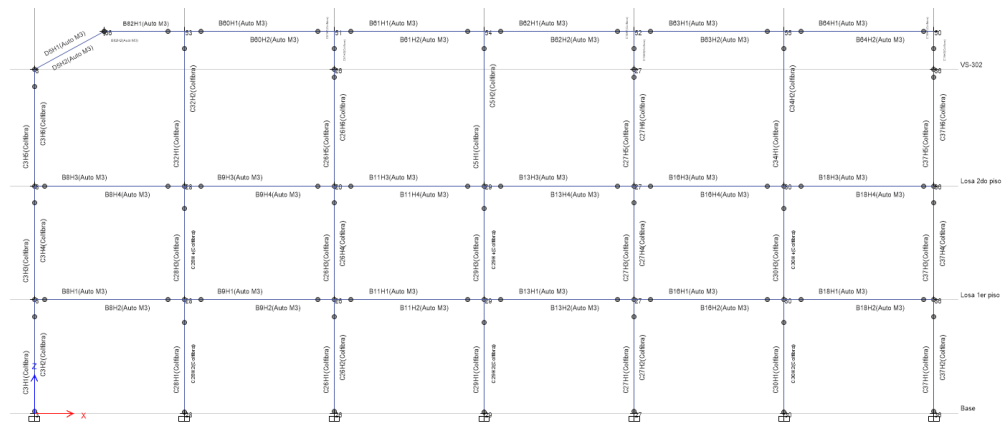


Figura 60. Rótulas de tipo fibra y concentrada en columnas y vigas del eje Q-Q.

Fuente: software ETABS

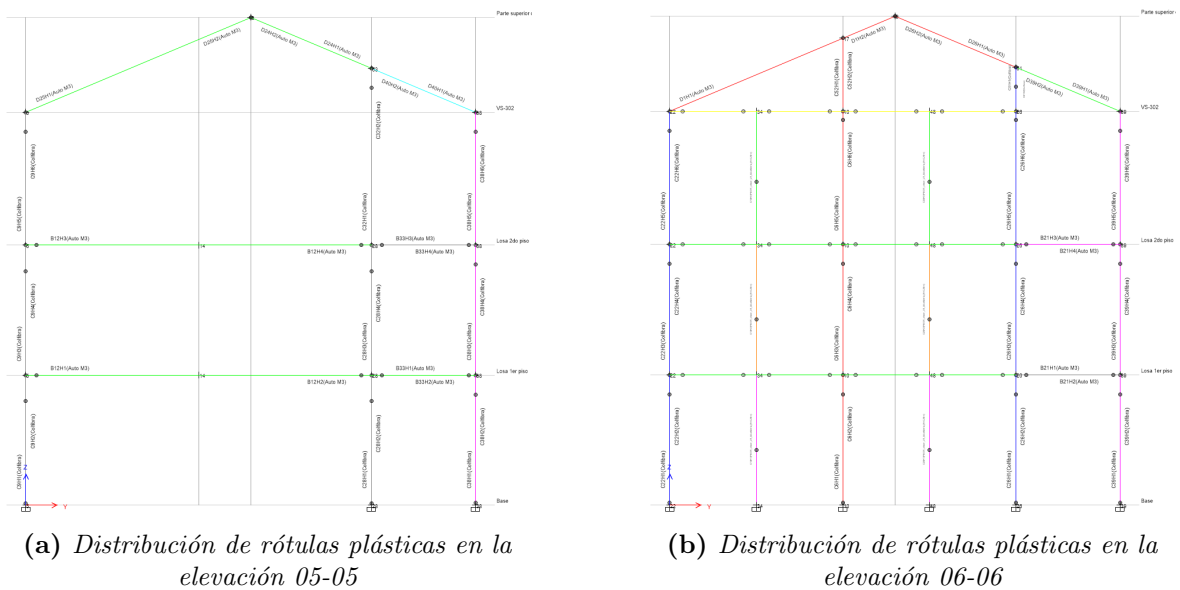


Figura 61. Elementos con linealidad de tipo fibra y concentrada en las elevaciones 05 y 06.

3.9.3. Registros sísmicos

Para el desarrollo de la presente investigación se emplearon registros sísmicos obtenidos del Centro de Centro de Observación para la Ingeniería Sísmica (CISMID) (2025) y de la Red Acelerográfica del CISMID. En particular, se utilizaron los registros correspondientes a la estación acelerométrica de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga y a la estación SENCICO Ayacucho - SCAYA.

La elección de estas estaciones responde principalmente a su cercanía con la zona donde se emplaza el proyecto en estudio. De este modo, los registros de aceleración utilizados reflejan de manera más representativa las condiciones geotécnicas locales y el entorno sismotectónico real del sitio. El uso de información sísmica registrada en estaciones próximas permite reducir la incertidumbre asociada a la caracterización de la demanda sísmica y contribuye a una evaluación más realista del comportamiento dinámico de la edificación analizada.

Cuadro 24. *Registros sísmicos seleccionados*

Estación Acelerométrica	Fecha	Lugar de referencia	Magnitud
SENCICO	05/11/2024	50km al SE de Lunahuana, Cañete-Lima	M 6
UNSCH	20/12/2023	31km al O de Aplao, Castilla-Arequipa	M 6
SENCICO	13/08/2017	67km al NE de La Merced-Junin	M 6.1
SENCICO	29/06/2024	54km al SO de Chala, Caravelí-Arequipa	M 6.4
SENCICO	26/05/2022	20km al NE de Ayaviri, Melgar-Puno	M 6.9
UNSCH	28/06/2024	54km al SO de Yauca, Caravelí-Arequipa	M 7
SENCICO	12/07/2024	19km al S de Lomas, Caravelí-Arequipa	M 6

Fuente: (Centro de Observación para la Ingeniería Sísmica (CISMID), 2025)

Los registros sísmicos presentados en las figuras siguientes corresponden a acelerogramas obtenidos directamente de las estaciones de registro, sin procesamiento previo. Con el fin de emplearlos en el análisis dinámico incremental, estos registros serán sometidos a un proceso de tratamiento que incluye el filtrado, la corrección por línea base y su posterior escalamiento al nivel de intensidad sísmica correspondiente. Este procedimiento permite garantizar que los registros utilizados sean consistentes y adecuados para la evaluación de la respuesta no lineal de la edificación.

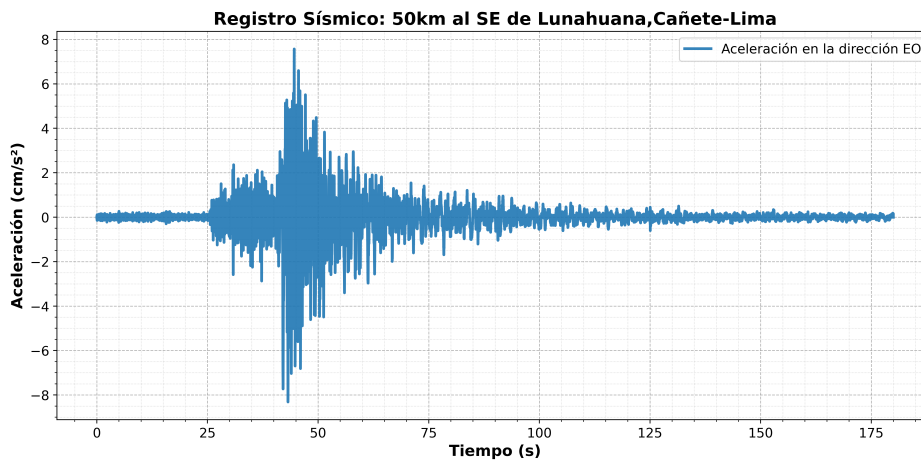


Figura 62. *Sismo a 50km al SE de Lunahuana, Cañete-Lima*

Fuente: Centro de Observación para la Ingeniería Sísmica (CISMID), 2025

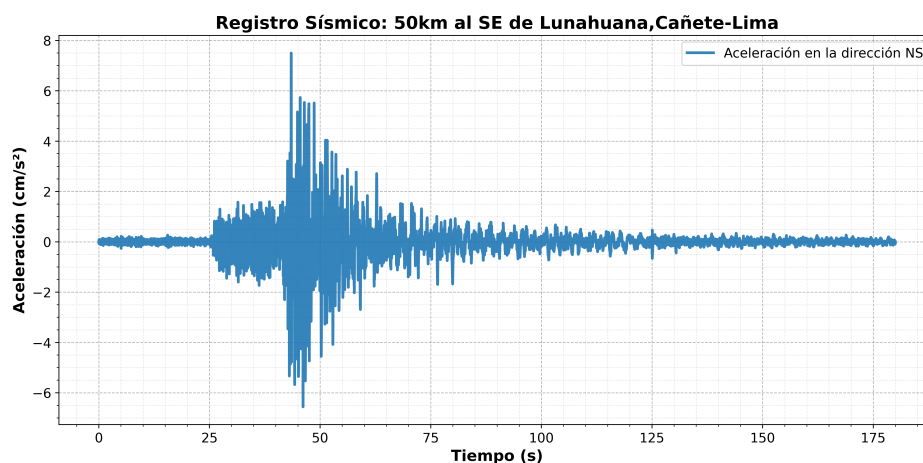


Figura 63. *Sismo a 50km al SE de Lunahuana, Cañete-Lima*

Fuente: Centro de Observación para la Ingeniería Sísmica (CISMID), 2025

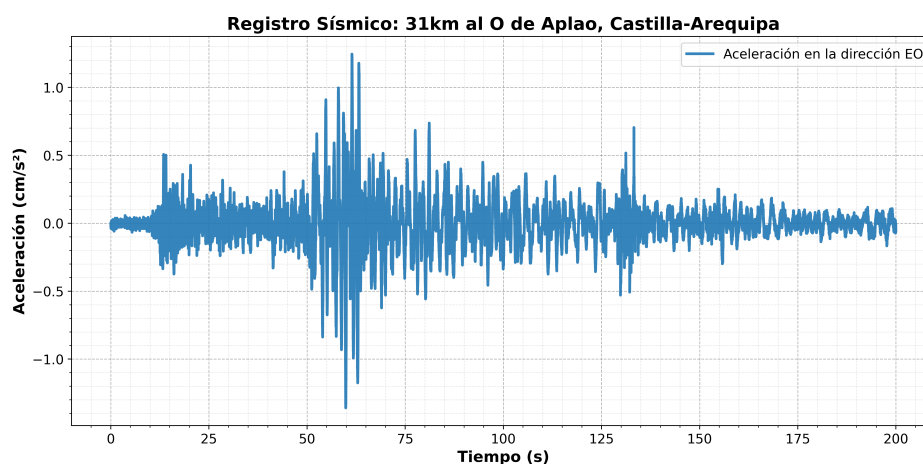


Figura 64. *Sismo a 31km al O de Aplao, Castilla-Arequipa*

Fuente: Centro de Observación para la Ingeniería Sísmica (CISMID), 2025

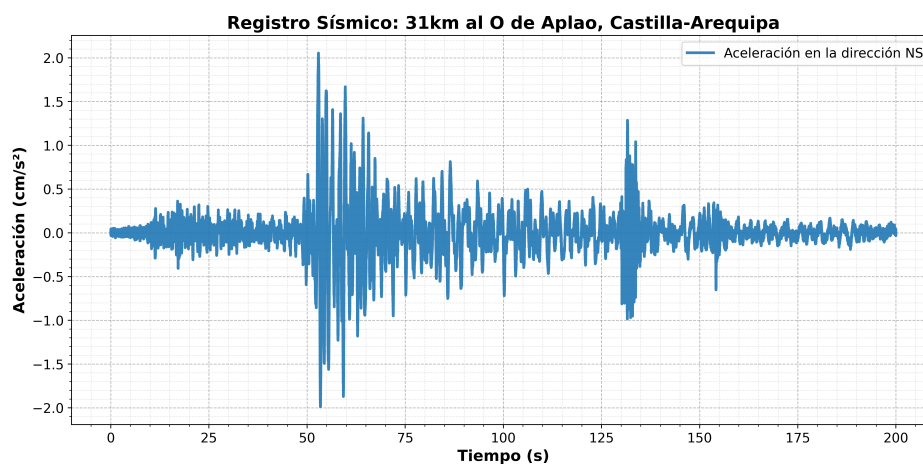


Figura 65. *Sismo a 31km al O de Aplao, Castilla-Arequipa*

Fuente: Centro de Observación para la Ingeniería Sísmica (CISMID), 2025

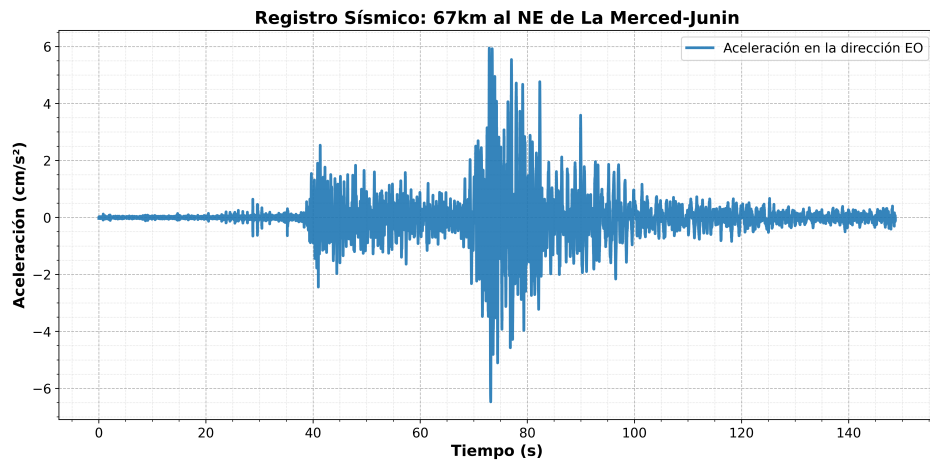


Figura 66. *Sismo a 67km al NE de La Merced-Junin*

Fuente: Centro de Observación para la Ingeniería Sísmica (CISMID), 2025

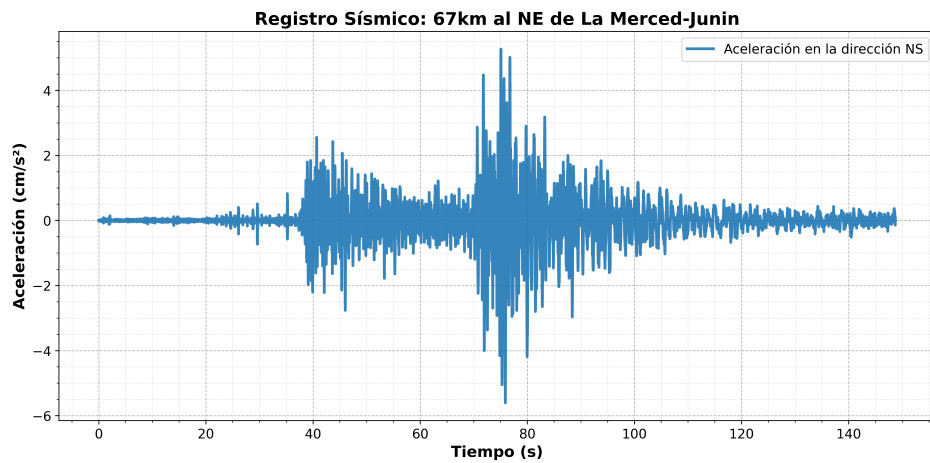


Figura 67. *Sismo a 67km al NE de La Merced-Junin*

Fuente: Centro de Observación para la Ingeniería Sísmica (CISMID), 2025

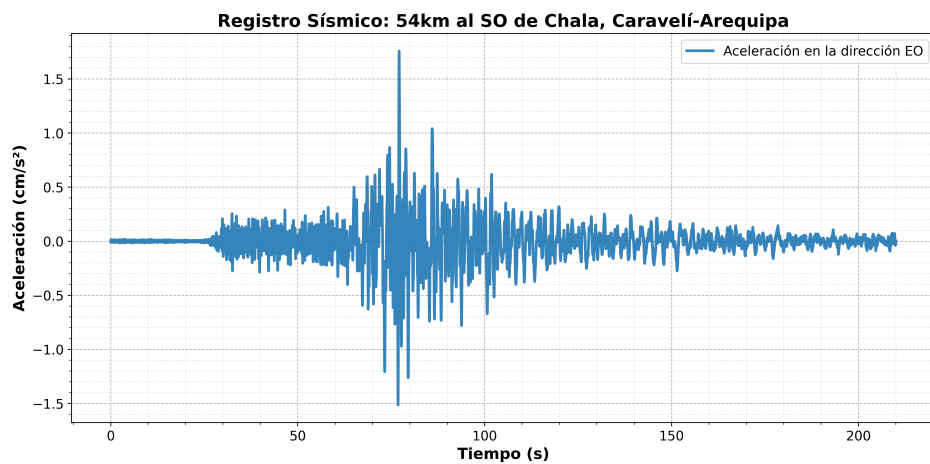


Figura 68. *Sismo a 54km al SO de Chala, Caravelí-Arequipa*

Fuente: Centro de Observación para la Ingeniería Sísmica (CISMID), 2025

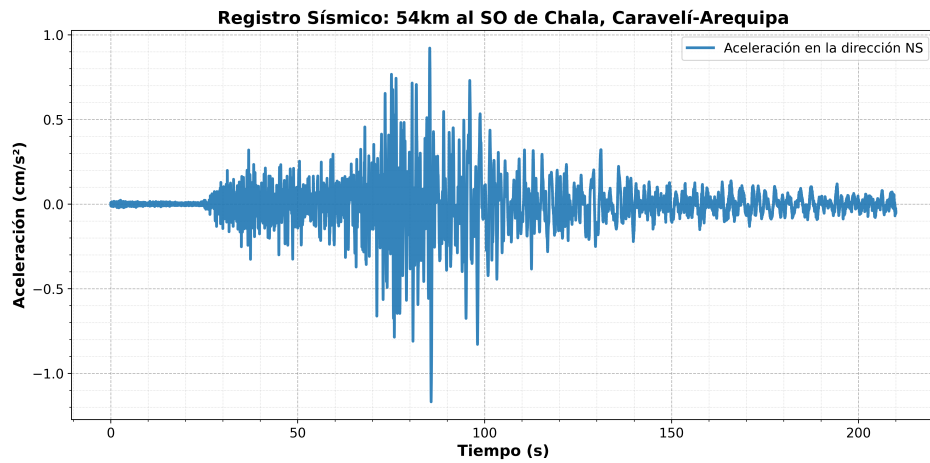


Figura 69. Sismo a 54km al SO de Chala, Caravelí-Arequipa

Fuente: Centro de Observación para la Ingeniería Sísmica (CISMID), 2025

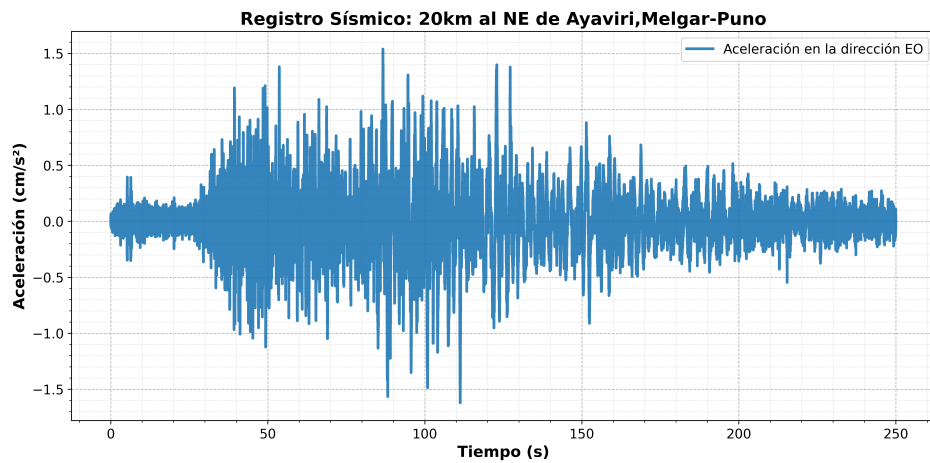


Figura 70. Sismo a 20km al NE de Ayaviri, Melgar-Puno

Fuente: Centro de Observación para la Ingeniería Sísmica (CISMID), 2025

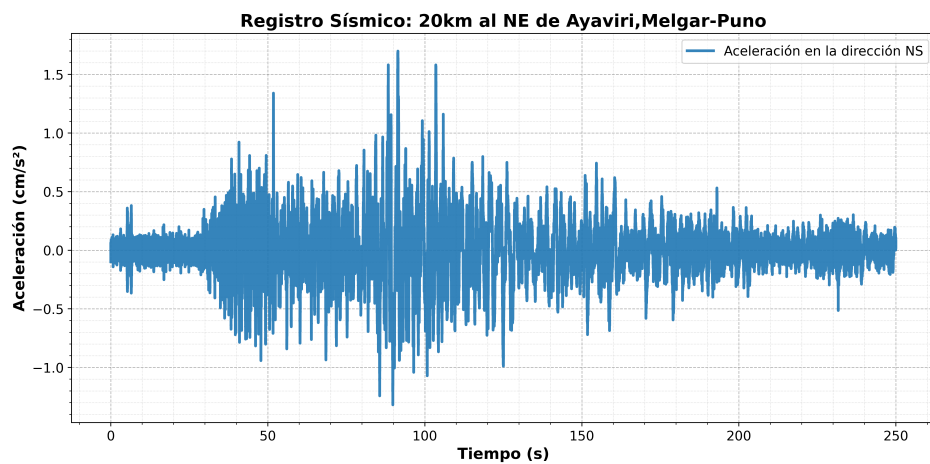


Figura 71. Sismo a 20km al NE de Ayaviri, Melgar-Puno

Fuente: Centro de Observación para la Ingeniería Sísmica (CISMID), 2025

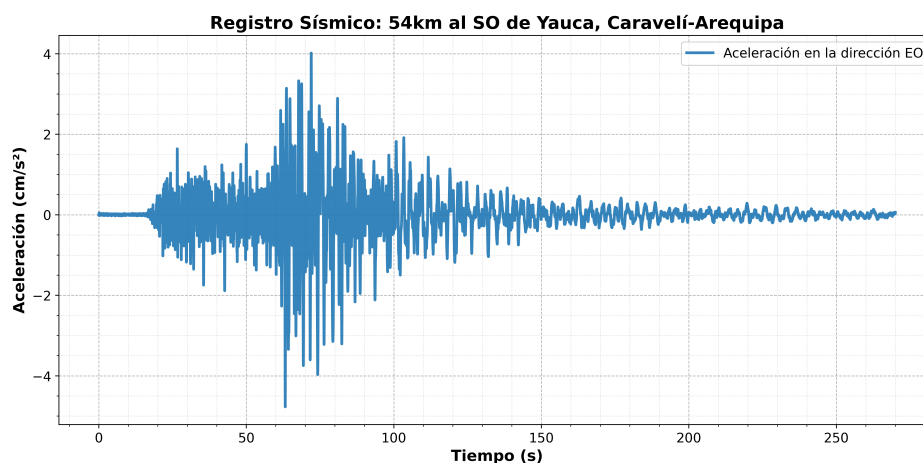


Figura 72. *Sismo a 20km al NE de Ayaviri, Melgar-Puno*

Fuente: Centro de Observación para la Ingeniería Sísmica (CISMID), 2025

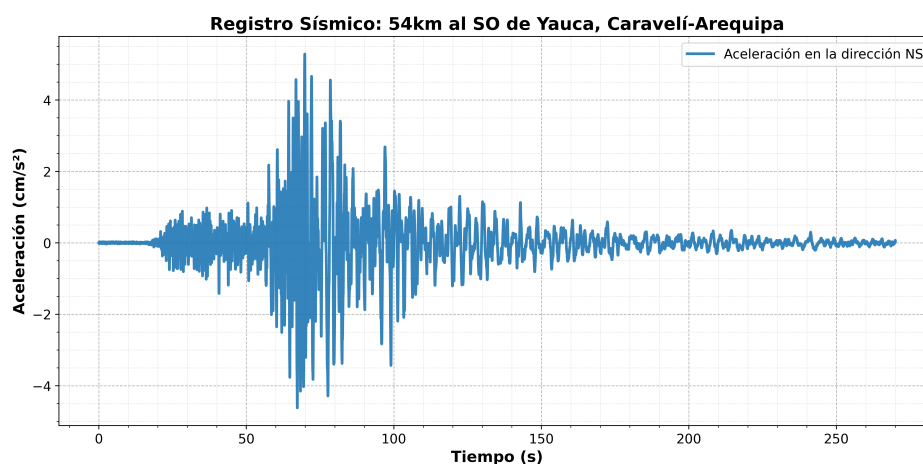


Figura 73. *Sismo a 20km al NE de Ayaviri, Melgar-Puno*

Fuente: Centro de Observación para la Ingeniería Sísmica (CISMID), 2025

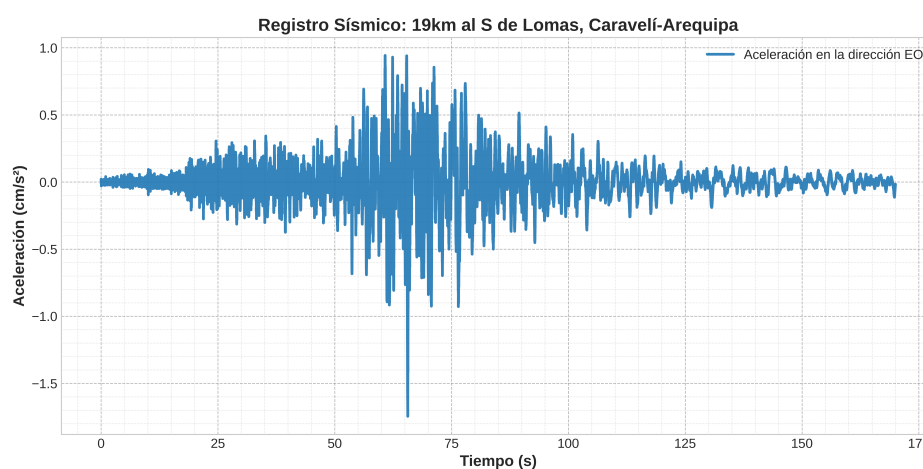


Figura 74. *Sismo a 19km al S de Lomas, Caravelí-Arequipa*

Fuente: Centro de Observación para la Ingeniería Sísmica (CISMID), 2025

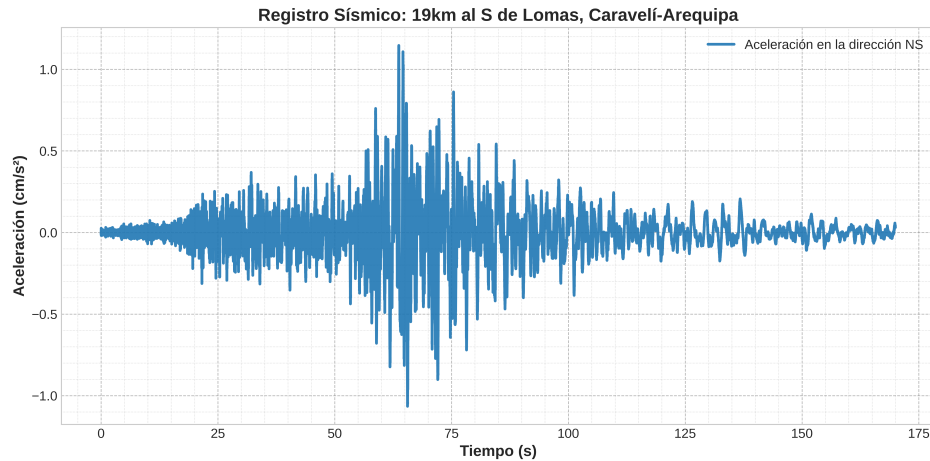


Figura 75. *Sismo a 19km al S de Lomas, Caravelí-Arequipa*

Fuente: Centro de Observación para la Ingeniería Sísmica (CISMID), 2025

3.9.3.1. Corrección por línea base

Los registros sísmicos obtenidos de estaciones acelerométricas requieren un proceso previo de **filtrado y corrección de línea base**, debido a que las señales originales suelen contener *ruido instrumental, errores de registro y desplazamientos residuales* que pueden afectar de manera significativa los resultados de los análisis dinámicos no lineales. La ausencia de este preprocesamiento puede inducir aceleraciones, velocidades y desplazamientos irreales, comprometiendo la confiabilidad de los parámetros de demanda sísmica empleados en el Análisis Dinámico Incremental (IDA).

En la presente investigación, el procesamiento de los registros sísmicos se realiza mediante el software **SiesmoSignal**, el cual permite aplicar técnicas adecuadas de filtrado y corrección de línea base, garantizando señales físicamente consistentes y compatibles con análisis estructurales avanzados. Este procedimiento asegura que los acelerogramas utilizados representen de manera más fiel el movimiento real del suelo.

A continuación, se presenta el proceso de corrección y filtrado del registro sísmico correspondiente al evento sísmico ocurrido el 11 de noviembre de 2024, con epicentro en Lunahuaná, provincia de Cañete, región Lima. Dicho evento fue registrado por la estación acelerométrica del CISMID–SENCICO ubicada en la región Ayacucho, cuyo acelerograma será posteriormente empleado en los análisis dinámicos incrementales de la edificación en estudio.

En la figura ?? se presenta el registro sísmico en su estado original, aún afectado por ruido instrumental, posibles errores de medición y la presencia de un desplazamiento residual. Este último se evidencia claramente en la señal, por lo que resulta necesario aplicar procesos de filtrado y corrección antes de emplear el registro en los análisis dinámicos no lineales en el dominio del tiempo.

Por su parte, en la figura 77 se muestra el resultado del proceso de corrección del registro. La línea azul corresponde al registro ya corregido, mientras que la línea gris representa el registro original sin tratamiento. Este procedimiento se aplicó de manera consistente a todos los registros sísmicos presentados en la tabla 24, con el fin de garantizar que la información utilizada en el análisis sea confiable y adecuada para la evaluación estructural.

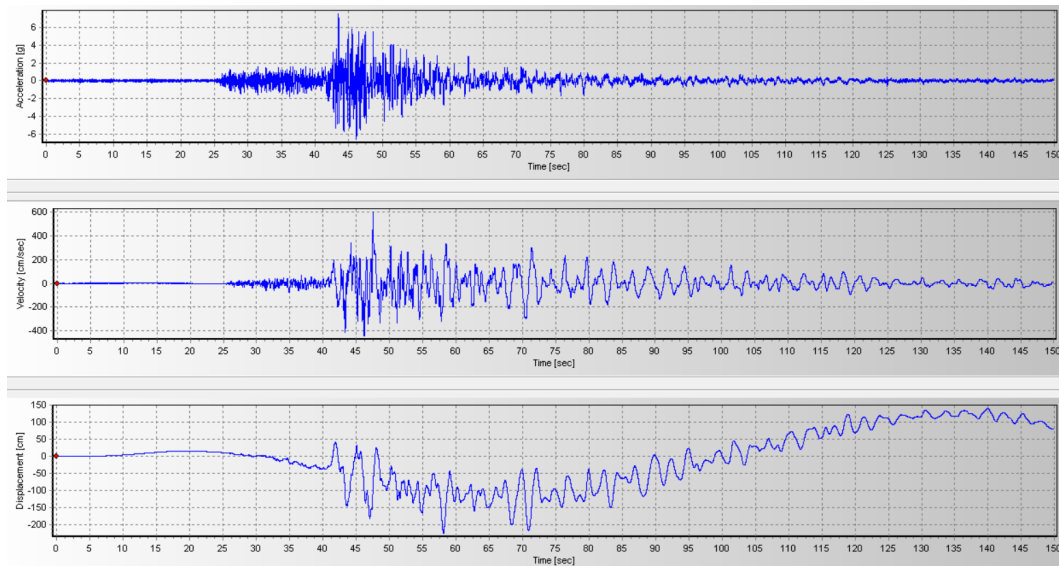


Figura 76. Registro sísmico con ruido y sin corrección por línea base.

Fuente: Programa SeismoSignal.

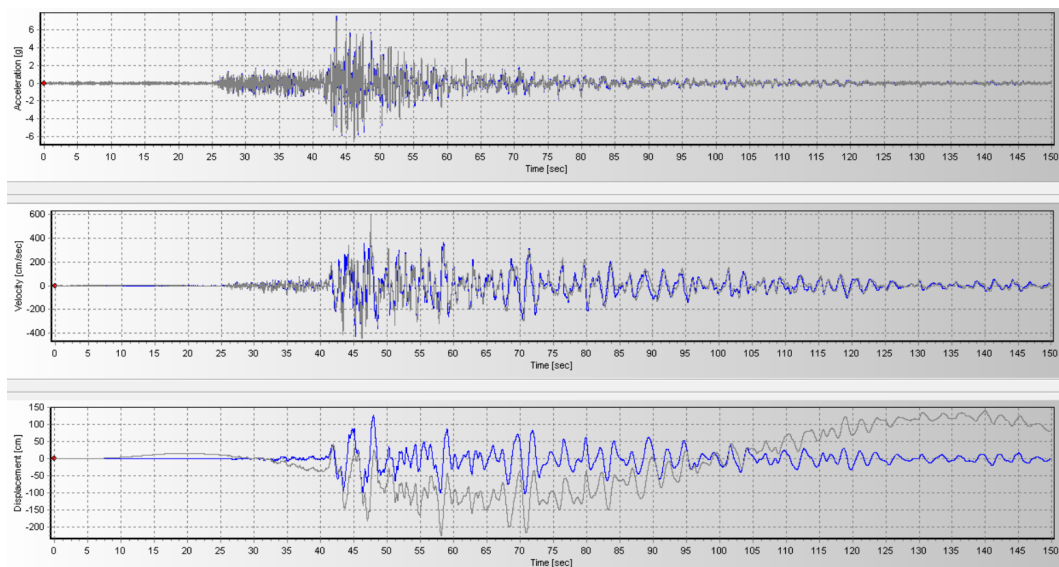


Figura 77. Registro sísmico filtrado y corregido por línea base.

Fuente: Programa SeismoSignal.

3.9.3.2. Intensidad de arias

Si bien los registros sísmicos acelerométricos pueden presentar duraciones comprendidas aproximadamente entre 1 y 5 minutos, para los análisis dinámicos no lineales en el dominio del tiempo no resulta necesario considerar la totalidad del registro. En este tipo de análisis, el interés principal se centra en el intervalo temporal que contiene las aceleraciones más significativas, las cuales son responsables de inducir la respuesta inelástica de la estructura y la consecuente formación de rótulas plásticas.

De acuerdo con el criterio propuesto por Arias (1970), con la finalidad de evitar cálculos innecesarios asociados a niveles de aceleración reducidos, se recomienda extraer el tramo del registro comprendido entre el **5 % y el 95 % de la Intensidad de Arias**. Este intervalo con-

centra la mayor parte de la energía sísmica relevante para la evaluación del comportamiento no lineal de las estructuras.

En la presente investigación, se emplea el software **SiesmoSignal** para determinar y extraer los registros sísmicos correspondientes al rango comprendido entre el **5 % y el 95 % de la Intensidad de Arias**. A continuación, se presenta la figura que muestra el intervalo de tiempo asociado a dicho rango porcentual, el cual será utilizado en los análisis dinámicos incrementales de la edificación en estudio.

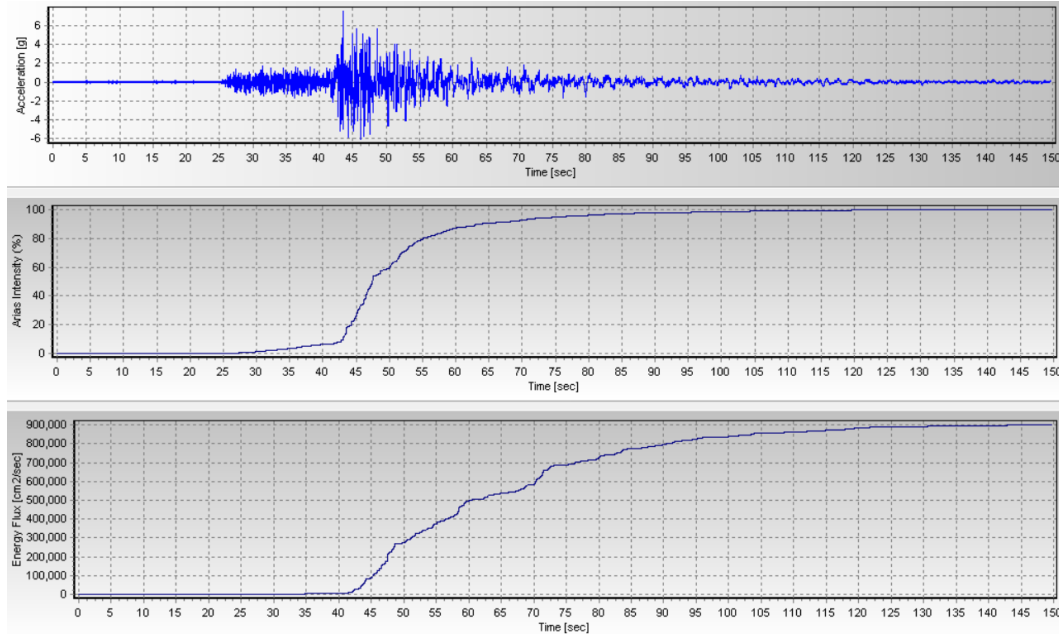


Figura 78. Intensidad de arias para el registro sísmico

Fuente: Programa SeismoSignal.

3.9.3.3. Niveles de intensidad

En esta investigación, los registros sísmicos fueron escalados a ocho niveles de intensidad, siguiendo las recomendaciones propuestas por la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA) en el Capítulo 4: Definición de peligros sísmicos del documento [FEMA] (2018). Además, cada nivel de intensidad fue ajustado para que los registros sean espectro compatibles con el espectro elástico de diseño, determinado según la ubicación y la importancia de la edificación, de acuerdo con lo establecido en la norma Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2019). De esta forma, los registros seleccionados reflejan de manera más realista el comportamiento sísmico esperado para la zona de estudio, garantizando coherencia entre los distintos niveles de intensidad y los espectros elásticos correspondientes. De acuerdo a la metodología [FEMA] (2018), se define los niveles de Intensidad en función a la aceleración espectral $S_a(T)$,

- Frecuencia media anual mínima de excedencia correspondiente a $S_a(\bar{T}) = S_a^{\min} = 0,05g$ para $\bar{T} \leq 1$ segundo, y $S_a^{\min} = 0,05/\bar{T} g$ en caso contrario.
- Frecuencia media anual máxima de excedencia tomada como 0,0002, con $S_a^{\max}$ tomada como $S_a(\bar{T})$ en esta frecuencia de excedencia.

La **frecuencia media anual mínima de excedencia** se establece en $S_a(\bar{T}) = S_a^{\min} = 0,05g$, valor determinado a partir del **promedio de los periodos fundamentales** en ambas direcciones principales de análisis, **X** y **Y**, cuyo resultado fue $\bar{T} = 0,293$ s.

Por otro lado, la **aceleración correspondiente a la frecuencia media anual máxima de excedencia** se asocia a un **sismo con un periodo de retorno de 5000 años**. Para este caso, se recurrió a la información proporcionada por la **plataforma del SENCICO**, a fin de obtener la **aceleración espectral máxima** representativa de un evento sísmico con dicho periodo de retorno. En la Figura 79 se presenta la curva de probabilidad anual de excedencia para distintos periodos de retorno sísmico. Esta curva fue obtenida a partir de la plataforma web del SENCICO, ingresando la latitud y longitud correspondientes a la ubicación geográfica del proyecto, así como el periodo fundamental promedio $\bar{T}$ de la estructura y un porcentaje de amortiguamiento del 5 %.

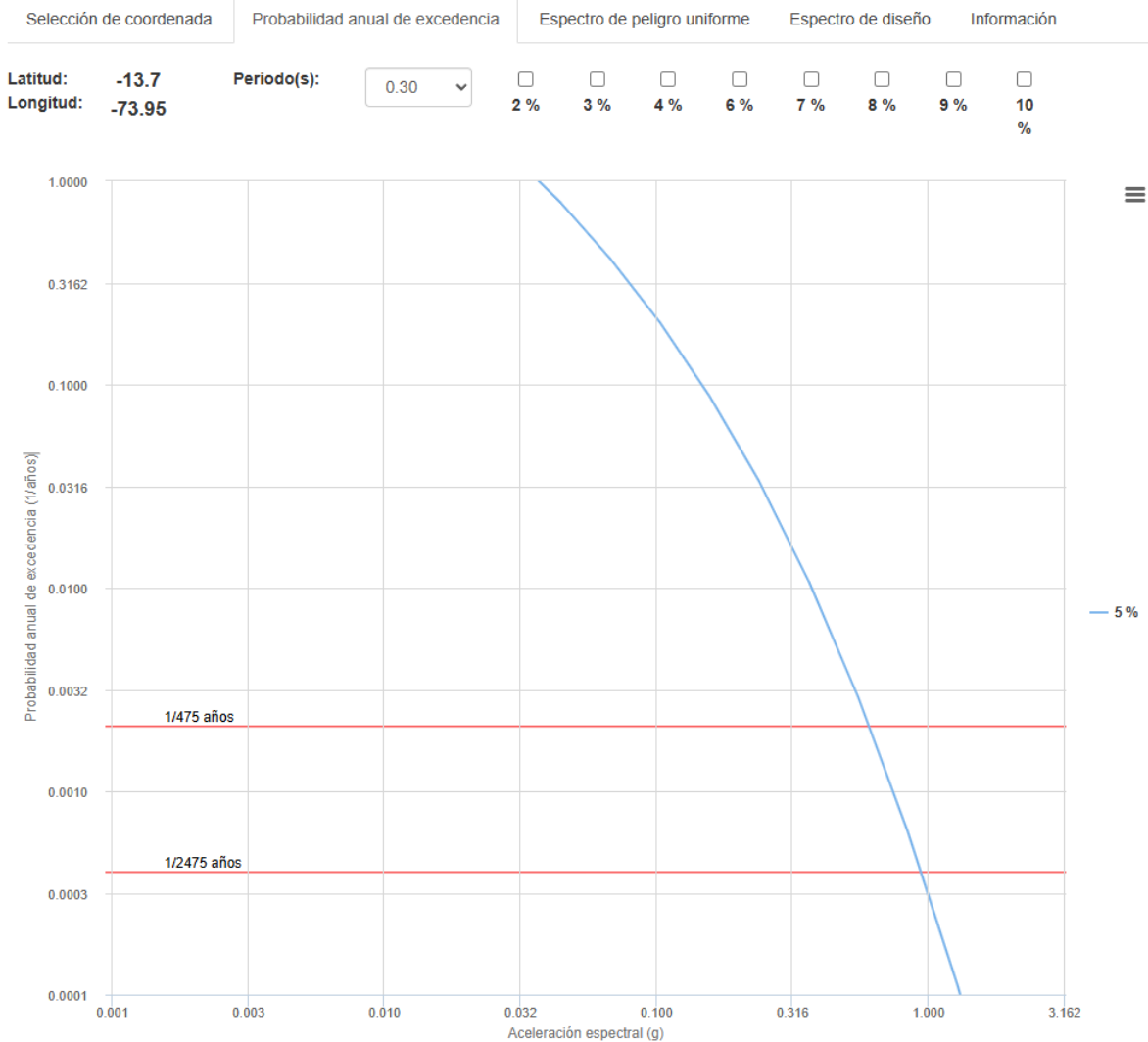


Figura 79. Curva de probabilidad anual de excedencia para sismos según el periodo de retorno.

Fuente: [SENCICO], s.f.

En la figura 80 se presenta el procedimiento utilizado para la definición de los niveles de intensidad empleados en la evaluación del desempeño sísmico, conforme a la metodología propuesta por el [FEMA] (2018). Posteriormente, en el cuadro 25 se detallan los valores de intensidad considerados para el desarrollo del presente proyecto.

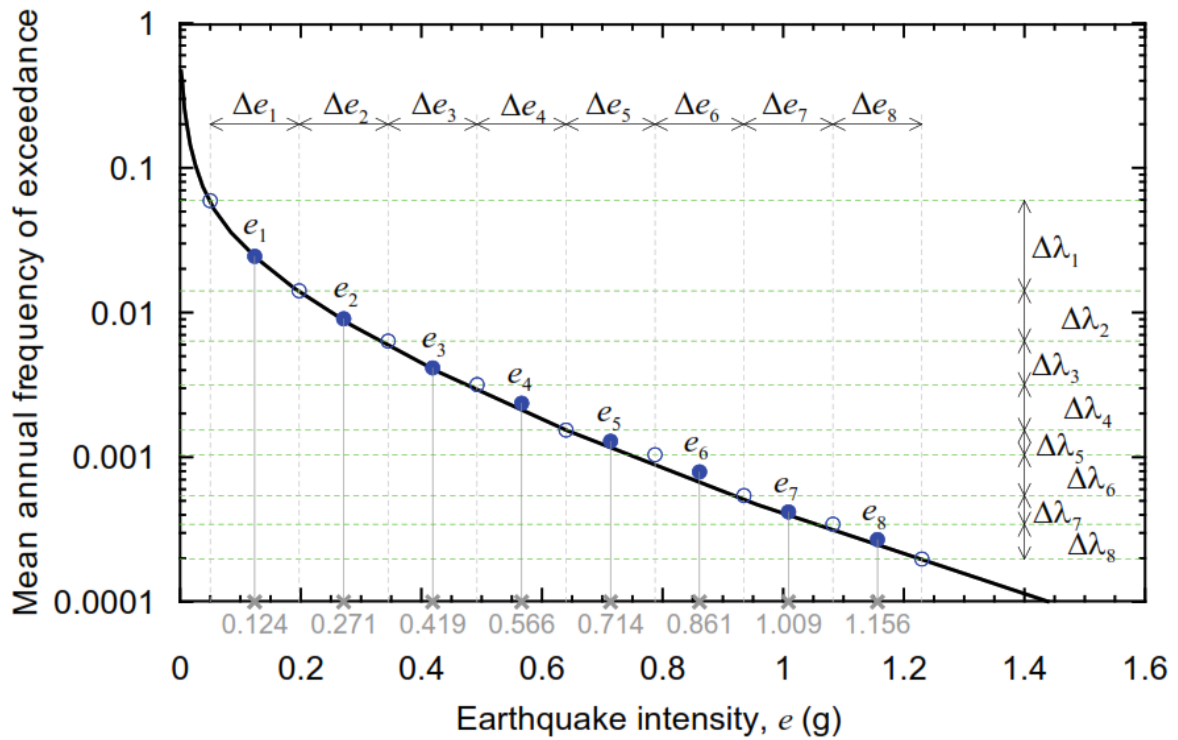


Figura 80. Obtención de los niveles de Intensidad a partir de una mínimo y máximo para una curva IDA.

Fuente: [FEMA], 2018

Para la elección de la medida de intensidad (IM) utilizada en las curvas de análisis, se cita a Shahi et al. (2014), quienes en su investigación sobre la selección de la medida de intensidad en el análisis dinámico incremental concluyen que, para edificaciones de periodo corto (menores a 0.4 s), resulta conveniente emplear como medida de intensidad el PGA, es decir, la aceleración máxima del suelo.

Por lo tanto, con el fin de evaluar el colapso de la estructura, se construirán los espectros elásticos a partir de los valores de aceleración máxima del suelo. Es decir, en el espectro elástico correspondiente a un periodo $T = 0$, se considerarán los valores máximos del PGA. Este procedimiento permite inducir daño en la estructura y estimar su probabilidad de colapso.

En la figura 81 se presenta la curva de probabilidad sísmica, considerando la aceleración máxima del suelo como medida de intensidad para la provincia de Vilcas Huamán, en Ayacucho. Adicionalmente, se han interpolado los valores de aceleración máxima del suelo correspondientes a los escenarios sísmicos ocasional, frecuente, raro y muy raro. Asimismo, se incluye un punto adicional que representa un sismo con una probabilidad anual de excedencia de 0.0002, equivalente a un periodo de retorno de 5000 años.

Por otro lado, en la figura 82 se muestran los niveles de intensidad definidos según la clasificación propuesta en la figura 80, recomendada por [FEMA] (2018). Finalmente, en el cuadro 25 se presenta un resumen de los niveles de intensidad asociados a la aceleración máxima del suelo considerados en el análisis dinámico incremental.

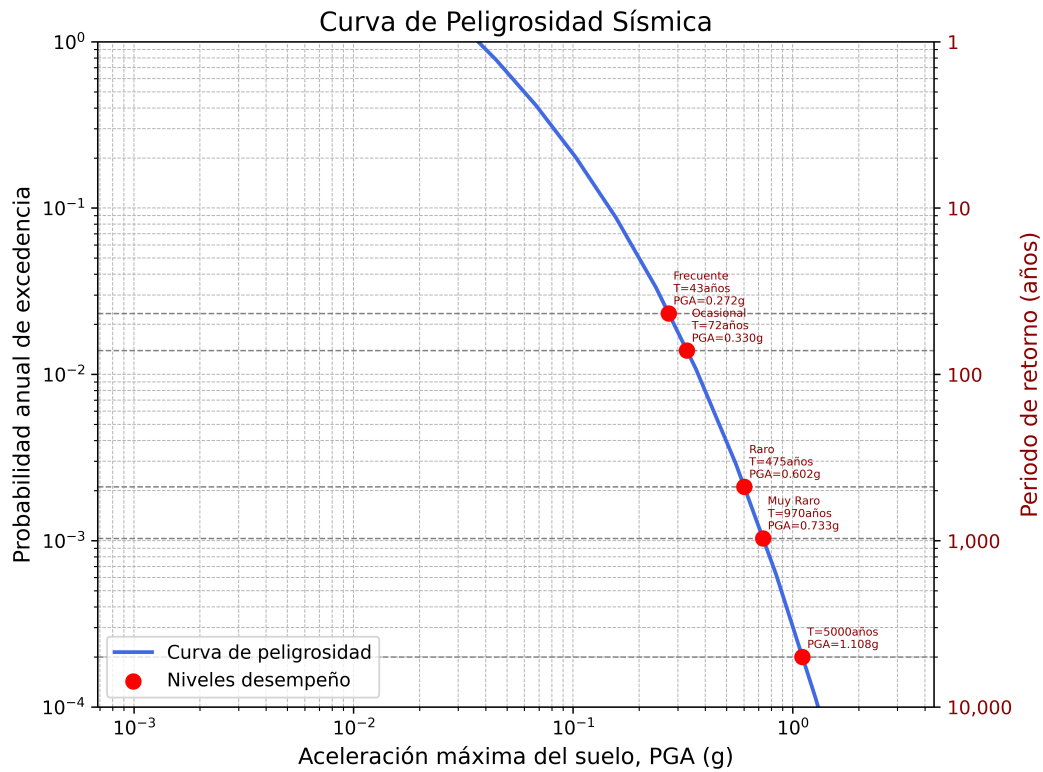


Figura 81. Curva de probabilidad sísmica para la provincia de Vilcas Huamán en Ayacucho.

Fuente: [SENCICO], s.f.

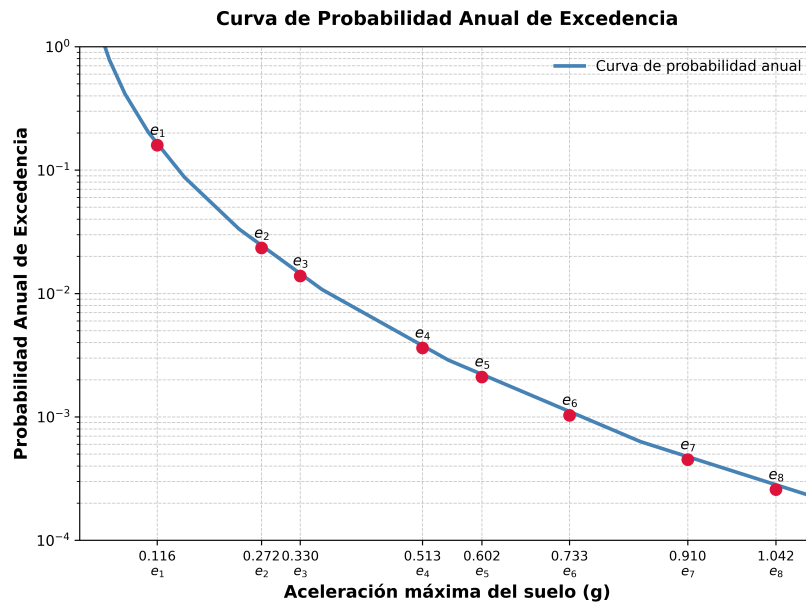


Figura 82. Niveles de intensidad de acuerdo a la aceleración máxima del suelo para la provincia de Vilcas Huamán en Ayacucho.

Para la construcción de nuestros espectros elásticos, correspondiente a cada nivel de Intensidad necesitamos los siguientes datos:

1. **Aceleración máxima de suelos(g):** Representa cada uno de los niveles de Intensidad

Cuadro 25. *Niveles de Intensidad*

<i>PGA (g)</i>							
0.116	0.272	0.330	0.513	0.602	0.733	0.910	1.042

para nuestro análisis dinámico Incremental

- Categoría de la Edificación:** La Edificación es un colegio emblemático, es decir una Infraestructura Educativa, y de acuerdo a la norma E.030 de diseño sismorresistente se clasifica como una edificación de tipo A2.

$$U = 1,5 \quad (3.1)$$

- Factor de suelo:** De acuerdo al estudio de Mecánica de suelos del Expediente técnico del proyecto, el suelo de cimentación se clasifica dentro del perfil S2.

$$S = 1,15, \quad T_P = 0,6 \quad \text{y} \quad T_L = 2 \quad (3.2)$$

- Factor de amplificación sísmica:** Este parámetro se definirá de acuerdo a la características del sitio.

Cuadro 26. *Factor de amplificación sísmica (C) para el espectro elástico.*

Periodo fundamental de vibración de la estructura(T)	Factor de amplificación sísmica (C)
$T < 0,2 T_P$	$C = 1 + 7,5 \left(\frac{T}{T_P} \right)$
$0,2 T_P < T < T_P$	$C = 2,5$
$T_P < T < T_L$	$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T} \right)$
$T > T_L$	$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2} \right)$

Fuente: Norma E.030 del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2019

- Coefficiente de reducción de fuerzas sísmicas(R):** Este factor representa la capacidad de disipar la energía de una estructura en las incursiones inelásticas, en esta investigación se considera a las rótulas plásticas como los puntos donde se disipa la energía, por lo tanto para un análisis no lineal tiempo historia se considera a **R=1**, esto de acuerdo a la norma E.030 del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2019), específicamente en el artículo 30, inciso 30.1.3.
- Periodo de vibración fundamental de la estructura(T):** El periodo fundamental de la estructura se obtiene mediante un análisis modal realizado a partir de un modelo lineal. En la figura 83 se presenta el reporte de resultados del software ETABS, donde se observan los periodos fundamentales en cada dirección: **T_X = 0.345 s** para la dirección **X** y **T_Y = 0.241 s** para la dirección **Y**. Estos valores serán empleados posteriormente para la determinación de las derivas inelásticas mediante el método no lineal tiempo-historia.

Case	Mode	Period sec	UX	UY
Modal	1	0.345	0.7894	0.0001
Modal	2	0.241	7.876E-07	0.6133
Modal	3	0.212	0.0008	0.1327
Modal	4	0.111	0.1205	0.0001
Modal	5	0.07	0.0533	3.743E-05
Modal	6	0.061	3.391E-05	0.1648
Modal	7	0.053	0.0002	0.0477
Modal	8	0.046	0.0356	4.488E-05
Modal	9	0.033	7.116E-06	0.0325
Modal	10	0.028	5.563E-07	0.0086
Modal	11	0.021	0	6.139E-06
Modal	12	0.019	0	2.499E-05

Figura 83. Periodos fundamentales de vibración en la dirección X y Y de la edificación.

Fuente: software ETABS

7. **Aceleración espectral**(S_a): Se define nuestra aceleración espectral para cada uno de los niveles de intensidad de nuestro análisis dinámico Incremental.

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \quad (3.3)$$

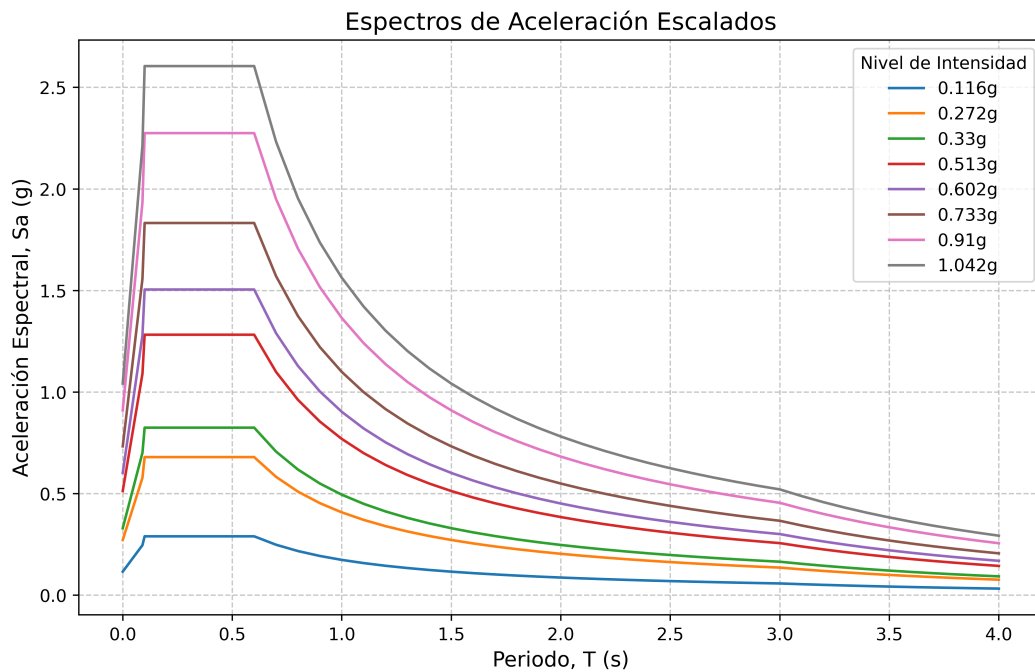


Figura 84. Espectro elástico para cada nivel de intensidad.

Cuadro 27. *Valores para cada espectro elástico*

Periodo (s)	Niveles de Intensidad (G)							
	0.116	0.272	0.330	0.513	0.602	0.733	0.910	1.042
0	0.116	0.272	0.330	0.513	0.602	0.733	0.910	1.042
0.01	0.131	0.306	0.371	0.577	0.677	0.825	1.024	1.172
0.02	0.145	0.340	0.413	0.641	0.753	0.916	1.138	1.303
0.03	0.160	0.374	0.454	0.705	0.828	1.008	1.251	1.433
0.04	0.174	0.408	0.495	0.770	0.903	1.100	1.365	1.563
0.05	0.189	0.443	0.536	0.834	0.978	1.191	1.479	1.693
0.06	0.203	0.476	0.578	0.898	1.054	1.283	1.593	1.824
0.07	0.218	0.510	0.619	0.962	1.129	1.374	1.706	1.954
0.08	0.232	0.544	0.660	1.026	1.204	1.466	1.820	2.084
0.09	0.247	0.578	0.701	1.090	1.279	1.558	1.934	2.214
0.10	0.290	0.680	0.825	1.283	1.505	1.833	2.275	2.605
0.20	0.290	0.680	0.825	1.283	1.505	1.833	2.275	2.605
0.30	0.290	0.680	0.825	1.283	1.505	1.833	2.275	2.605
0.40	0.290	0.680	0.825	1.283	1.505	1.833	2.275	2.605
0.50	0.290	0.680	0.825	1.283	1.505	1.833	2.275	2.605
0.60	0.290	0.680	0.825	1.283	1.505	1.833	2.275	2.605
0.70	0.245	0.583	0.707	1.099	1.290	1.571	1.950	2.233
0.80	0.218	0.518	0.629	0.982	1.154	1.404	1.743	1.995
0.90	0.193	0.453	0.550	0.855	1.003	1.222	1.517	1.737
1.00	0.174	0.408	0.495	0.770	0.903	1.100	1.365	1.563
1.10	0.158	0.371	0.450	0.700	0.821	1.000	1.241	1.421
1.20	0.145	0.340	0.413	0.641	0.753	0.916	1.138	1.303
1.30	0.134	0.314	0.381	0.592	0.695	0.846	1.050	1.202
1.40	0.124	0.291	0.354	0.550	0.645	0.785	0.975	1.116
1.50	0.116	0.272	0.330	0.513	0.602	0.733	0.910	1.042
1.60	0.109	0.255	0.309	0.481	0.564	0.687	0.853	0.977
1.70	0.102	0.240	0.291	0.453	0.531	0.647	0.803	0.919
1.80	0.097	0.227	0.275	0.428	0.502	0.611	0.758	0.868
1.90	0.092	0.215	0.261	0.405	0.475	0.579	0.718	0.823
2.00	0.087	0.204	0.248	0.385	0.452	0.550	0.682	0.782
2.10	0.083	0.194	0.236	0.366	0.430	0.524	0.650	0.744
2.20	0.079	0.185	0.225	0.350	0.410	0.500	0.620	0.710
2.30	0.076	0.177	0.215	0.335	0.393	0.478	0.593	0.680
2.40	0.073	0.170	0.206	0.321	0.376	0.458	0.569	0.651
2.50	0.070	0.163	0.198	0.308	0.361	0.440	0.546	0.625

Continuación en la página siguiente

Periodo (s)	Niveles de Intensidad (G)							
	0.116	0.272	0.330	0.513	0.602	0.733	0.910	1.042
2.60	0.067	0.157	0.190	0.296	0.347	0.423	0.525	0.601
2.70	0.064	0.151	0.183	0.285	0.334	0.407	0.506	0.579
2.80	0.062	0.146	0.177	0.275	0.323	0.393	0.488	0.558
2.90	0.060	0.141	0.171	0.265	0.311	0.379	0.471	0.539
3.00	0.058	0.136	0.165	0.257	0.301	0.367	0.455	0.521
3.10	0.054	0.127	0.155	0.240	0.282	0.343	0.426	0.488
3.20	0.051	0.120	0.145	0.225	0.265	0.322	0.400	0.458
3.30	0.048	0.112	0.136	0.212	0.249	0.303	0.376	0.430
3.40	0.045	0.106	0.128	0.200	0.235	0.286	0.354	0.406
3.50	0.043	0.100	0.121	0.188	0.221	0.269	0.334	0.383
3.60	0.040	0.094	0.115	0.179	0.209	0.255	0.316	0.362
3.70	0.038	0.089	0.108	0.169	0.198	0.241	0.299	0.343
3.80	0.036	0.085	0.103	0.160	0.188	0.228	0.284	0.325
3.90	0.034	0.080	0.098	0.152	0.178	0.217	0.269	0.308
4.00	0.033	0.077	0.093	0.144	0.169	0.206	0.256	0.293

Fin de la tabla

En la figura 84 se presentan los espectros elásticos de aceleración correspondientes a cada uno de los niveles de intensidad definidos. Estos espectros fueron obtenidos a partir de los registros sísmicos descritos previamente y constituyen la base para el desarrollo del análisis dinámico incremental y la posterior evaluación del desempeño estructural.

En la figura 85 correspondiente se muestra el escalado de los registros sísmicos en las direcciones Este–Oeste (E–O) y Norte–Sur (N–S), correspondiente al nivel de intensidad de 0.1g. Para llevar a cabo este proceso, se utilizó el programa SeismoMatch, el cual permitió ajustar los registros de manera que fueran espectro-compatibles con el espectro elástico de diseño definido para la presente investigación.

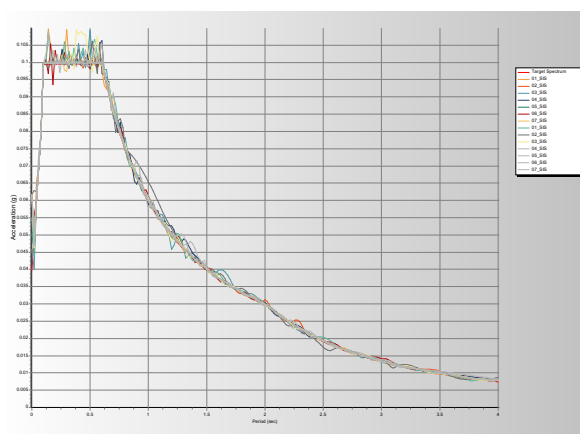


Figura 85. Escalado de los registros registros sísmicos para el nivel de Intensidad de $PGA = 0,116g$

Fuente: Programa SeismoMatch

3.9.3.4. Algoritmo de Análisis no lineal Dinámico Incremental

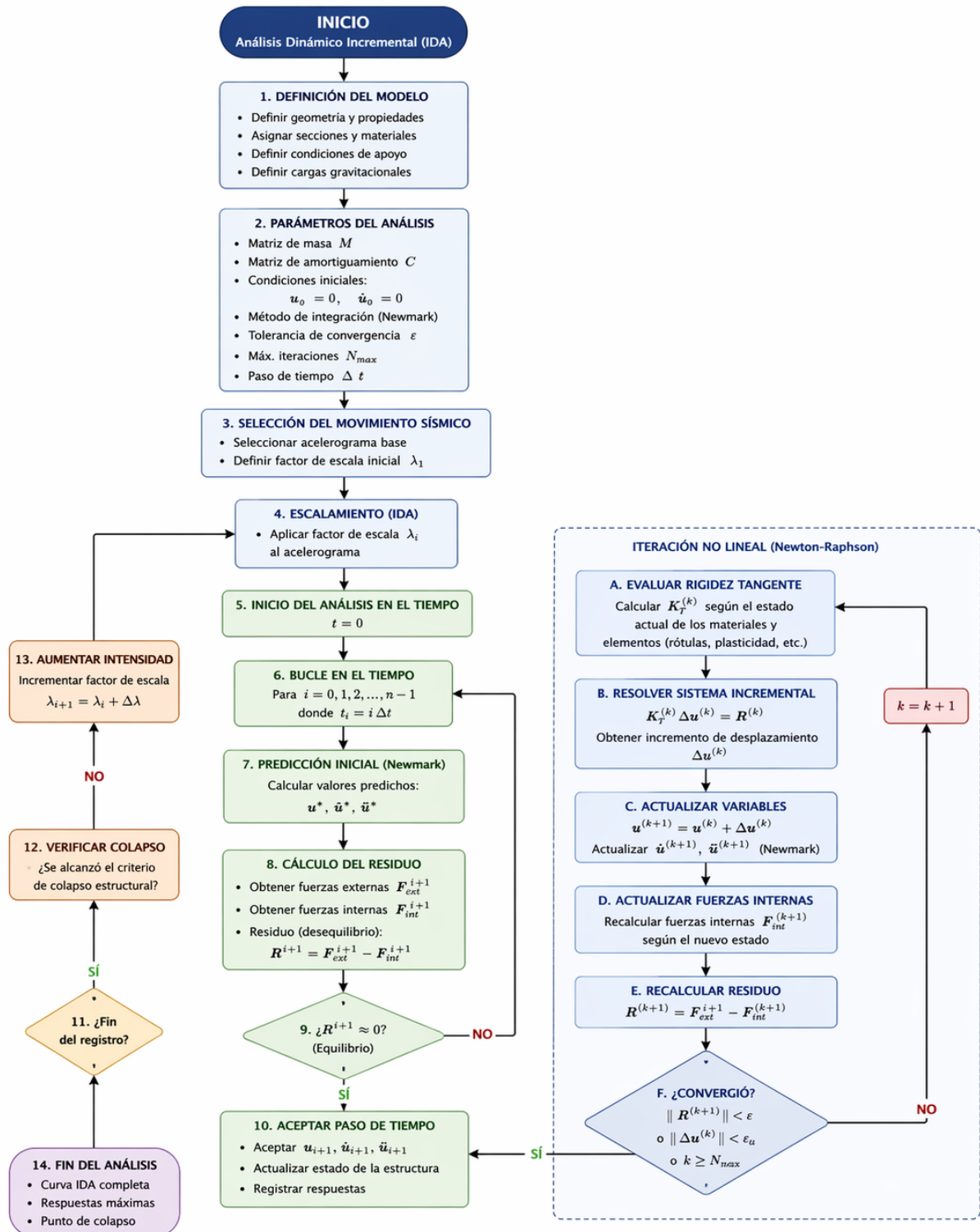


Figura 86. Diagrama de flujo del algoritmo incremental-iterativo para el análisis dinámico no lineal (IDA)

Capítulo 4

Resultados

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos del análisis dinámico incremental aplicado a la estructura. Se exponen las historias de desplazamiento correspondientes a cada registro sísmico analizado, la curva IDA, los niveles de daño en los elementos estructurales, la evaluación de la ductilidad, la curva de capacidad y los puntos de desempeño de la edificación. Todo ello se desarrolla tomando como caso de estudio a la Institución Educativa General Córdova, ubicada en el distrito de Vilcas Huamán.

4.1. Contrastación de hipótesis

Tal como se definió en el Capítulo III, se llevó a cabo el modelamiento de la edificación en el software ETABS v22.5.1, considerando todas las características geométricas y dimensionales de acuerdo con los planos presentados en el anexo correspondiente.

En el modelo estructural se incorporó la no linealidad material de los elementos: las columnas fueron modeladas mediante el enfoque de fibras; las vigas, mediante rótulas plásticas concentradas en sus extremos; y los muros de albañilería, con una rótula de corte ubicada en el centro del elemento, cuya curva de histéresis fue previamente calibrada a partir de los resultados experimentales de laboratorio reportados por Bernardo Acuña y Peña de la Cuba (2009).

Asimismo, se definieron las cargas muertas y vivas correspondientes a aulas y corredores conforme a lo establecido en la Norma Peruana E.020: cargas del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2020).

Posteriormente, se seleccionaron siete registros sísmicos provenientes de las estaciones acelerométricas de la UNSCH y SENCICO, con el propósito de cumplir las recomendaciones establecidas por la norma ASCE 41-17. Esta norma especifica que los registros sísmicos deben provenir de estaciones con condiciones geotécnicas, fuentes sismogénicas y distancias a la falla similares a las del sitio de estudio.

Una vez obtenidos los registros, se realizó la corrección por línea base y la ajustabilidad espectral a partir del espectro elástico correspondiente a la zona de estudio. Para la corrección por línea base se empleó el software SeismoSignal, mientras que para el escalamiento y la compatibilidad espectral en el rango de períodos 0.2T a 1.5T, según lo establecido por la norma Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2019) y el American Society of Civil Engineers (2017), se utilizó el programa SeismoMatch.

Con la información ajustada de los registros sísmicos y el modelo no lineal de la edificación, se procedió finalmente a efectuar los análisis tiempo-historia correspondientes a los niveles

de intensidad definidos en el Capítulo III.

4.1.1. Hipótesis específica 1

Tal como se indicó en el Capítulo III, se definieron siete registros sísmicos y ocho niveles de intensidad. Considerando las dos direcciones perpendiculares de análisis, $\mathbf{X}$ y $\mathbf{Y}$, se obtuvieron un total de 98 análisis tiempo-historia. A partir de estos resultados, se presentan los desplazamientos máximos de la estructura, evaluados considerando la no linealidad del material y la no linealidad geométrica frente a la acción de la aceleración del suelo.

Cuadro 29. *Desplazamiento máximo(m) en el primer piso - dirección $\mathbf{X}$*

$S_a(g)$	Sismo 1	Sismo 2	Sismo 3	Sismo 4	Sismo 5	Sismo 6	Sismo 7
0.116	0.00323	0.00371	0.00385	0.00359	0.00422	0.00595	0.00296
0.272	0.00727	0.00676	0.00635	0.00618	0.00629	0.00731	0.00578
0.33	0.01121	0.00975	0.00880	0.00870	0.00831	0.00864	0.00853
0.513	0.02366	0.01916	0.01651	0.01666	0.01468	0.01283	0.01723
0.602	0.02972	0.02375	0.02026	0.02053	0.01778	0.01487	0.02146
0.733	0.02608	0.02083	0.02633	0.02203	0.01877	0.01451	0.02541
0.91	0.03119	0.02170	0.02636	0.02663	0.01485	0.02137	0.02125

Cuadro 30. *Desplazamiento máximo(m) en el primer piso - dirección $\mathbf{Y}$*

$S_a(g)$	Sismo 1	Sismo 2	Sismo 3	Sismo 4	Sismo 5	Sismo 6	Sismo 7
0.116	0.00360	0.00226	0.00457	0.00340	0.00206	0.00702	0.00451
0.272	0.00649	0.00650	0.00824	0.00629	0.00658	0.00962	0.00726
0.33	0.00931	0.01064	0.01182	0.00913	0.01100	0.01217	0.00994
0.513	0.01821	0.02373	0.02313	0.01806	0.02496	0.02021	0.01840
0.602	0.02254	0.03009	0.02863	0.02241	0.03175	0.02412	0.02252
0.733	0.02331	0.02545	0.02535	0.03584	0.02462	0.01640	0.04001
0.91	0.01879	0.02558	0.02375	0.01300	0.02071	0.02780	0.01881

Cuadro 31. *Desplazamiento máximo(m) en el segundo piso - dirección $\mathbf{X}$*

$S_a(g)$	Sismo 1	Sismo 2	Sismo 3	Sismo 4	Sismo 5	Sismo 6	Sismo 7
0.116	0.01033	0.01164	0.01057	0.00996	0.01045	0.01513	0.00848
0.272	0.01916	0.01860	0.01619	0.01615	0.01598	0.01915	0.01500
0.33	0.02781	0.02540	0.02169	0.02220	0.02139	0.02309	0.02139
0.513	0.05507	0.04687	0.03902	0.04130	0.03845	0.03552	0.04153
0.602	0.06833	0.05731	0.04745	0.05058	0.04674	0.04156	0.05132
0.733	0.05826	0.04939	0.05862	0.05472	0.04683	0.03643	0.05871
0.91	0.06730	0.05161	0.06341	0.06233	0.04187	0.05277	0.04955

Cuadro 32. *Desplazamiento máximo(m) en el segundo piso - dirección Y*

$S_a(g)$	Sismo 1	Sismo 2	Sismo 3	Sismo 4	Sismo 5	Sismo 6	Sismo 7
0.116	0.00933	0.00454	0.00973	0.00702	0.00346	0.01493	0.00876
0.272	0.01415	0.01326	0.01660	0.01365	0.01331	0.01970	0.01469
0.33	0.01888	0.02178	0.02332	0.02013	0.02295	0.02436	0.02049
0.513	0.03377	0.04868	0.04452	0.04058	0.05335	0.03907	0.03878
0.602	0.04102	0.06176	0.05483	0.05052	0.06814	0.04622	0.04768
0.733	0.04283	0.04833	0.05389	0.07090	0.05760	0.03096	0.08824
0.91	0.03378	0.04327	0.05111	0.02651	0.04165	0.05316	0.04112

Cuadro 33. *Desplazamiento máximo(m) en el tercer piso - dirección X*

$S_a(g)$	Sismo 1	Sismo 2	Sismo 3	Sismo 4	Sismo 5	Sismo 6	Sismo 7
0.116	0.01651	0.01929	0.01632	0.01521	0.01499	0.02296	0.01317
0.272	0.03008	0.03004	0.02488	0.02503	0.02422	0.02998	0.02329
0.33	0.04336	0.04055	0.03325	0.03462	0.03324	0.03684	0.03320
0.513	0.08524	0.07371	0.05967	0.06490	0.06170	0.05849	0.06445
0.602	0.10562	0.08984	0.07252	0.07963	0.07555	0.06902	0.07964
0.733	0.08757	0.07606	0.08653	0.08697	0.07366	0.05700	0.09019
0.91	0.09999	0.07982	0.10018	0.09663	0.07043	0.08346	0.07538

Cuadro 34. *Desplazamiento máximo(m) en el tercer piso - dirección Y*

$S_a(g)$	Sismo 1	Sismo 2	Sismo 3	Sismo 4	Sismo 5	Sismo 6	Sismo 7
0.116	0.01260	0.00560	0.01233	0.00878	0.00284	0.01904	0.01042
0.272	0.01807	0.01659	0.02023	0.01760	0.01623	0.02423	0.01789
0.33	0.02343	0.02734	0.02796	0.02623	0.02932	0.02930	0.02520
0.513	0.04033	0.06125	0.05236	0.05346	0.07061	0.04530	0.04825
0.602	0.04855	0.07775	0.06422	0.06670	0.09070	0.05308	0.05946
0.733	0.05187	0.05935	0.06710	0.08307	0.08259	0.03630	0.12762
0.91	0.03934	0.04883	0.06627	0.03247	0.05095	0.06183	0.05243

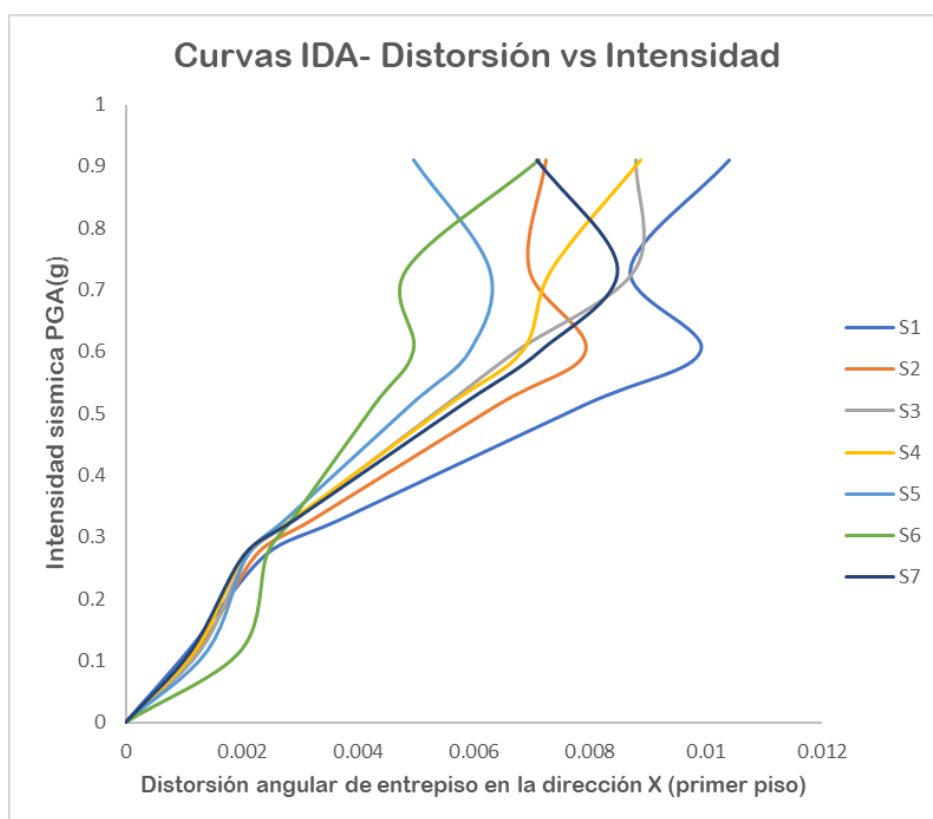
4.1.2. Hipótesis específica 2

A partir de los resultados obtenidos de desplazamientos de cada piso, se procede a construir las curvas IDA correspondientes a cada nivel de la edificación. En dichas curvas, se representa en el eje de las ordenadas el nivel de intensidad sísmica **PGA**, mientras que en el eje de las abscisas se muestra la distorsión angular o deriva de entrepiso. Esta elección de variables responde a la recomendación de Vamvatsikos y Cornell (2002), quienes sugieren emplear parámetros directamente vinculados con las rotaciones de las articulaciones plásticas y el mecanismo de colapso estructural.

En los cuadros 35 y 36 se presentan las distorsiones angulares de entrepiso correspondientes al primer nivel, en las direcciones **X** y **Y**, respectivamente. Asimismo, las figuras 87 y 88 muestran las curvas IDA obtenidas para dicho piso. A partir de los resultados, se observa que el primer nivel registra los mayores valores de distorsión angular de entrepiso en comparación con los niveles superiores, evidenciando una mayor demanda de deformación en esta zona de la estructura.

Cuadro 35. *Distorsión angular de entrepiso correspondiente al primer piso - dirección X*

$S_a(g)$	Sismo 1	Sismo 2	Sismo 3	Sismo 4	Sismo 5	Sismo 6	Sismo 7
0.116	0.00108	0.00124	0.00129	0.00120	0.00141	0.00198	0.00113
0.272	0.00242	0.00225	0.00212	0.00206	0.00210	0.00244	0.00205
0.33	0.00374	0.00325	0.00293	0.00290	0.00277	0.00288	0.00295
0.513	0.00789	0.00639	0.00550	0.00555	0.00489	0.00428	0.00578
0.602	0.00991	0.00792	0.00675	0.00685	0.00593	0.00496	0.00715
0.733	0.00869	0.00694	0.00878	0.00734	0.00626	0.00484	0.00847
0.91	0.01040	0.00723	0.00879	0.00888	0.00495	0.00712	0.00708

**Figura 87.** *Curvas IDA para el primer nivel en la dirección X.***Cuadro 36.** *Distorsión angular de entrepiso correspondiente al primer piso - dirección Y*

$S_a(g)$	Sismo 1	Sismo 2	Sismo 3	Sismo 4	Sismo 5	Sismo 6	Sismo 7
0.116	0.00120	0.00076	0.00152	0.00126	0.00069	0.00234	0.00150
0.272	0.00216	0.00217	0.00275	0.00221	0.00219	0.00321	0.00242
0.33	0.00310	0.00355	0.00394	0.00313	0.00367	0.00406	0.00331
0.513	0.00607	0.00791	0.00771	0.00605	0.00832	0.00674	0.00613
0.602	0.00752	0.01003	0.00954	0.00747	0.01058	0.00804	0.00751
0.733	0.00777	0.00849	0.00845	0.01195	0.00821	0.00547	0.01334
0.91	0.00627	0.00853	0.00792	0.00433	0.00690	0.00927	0.00627

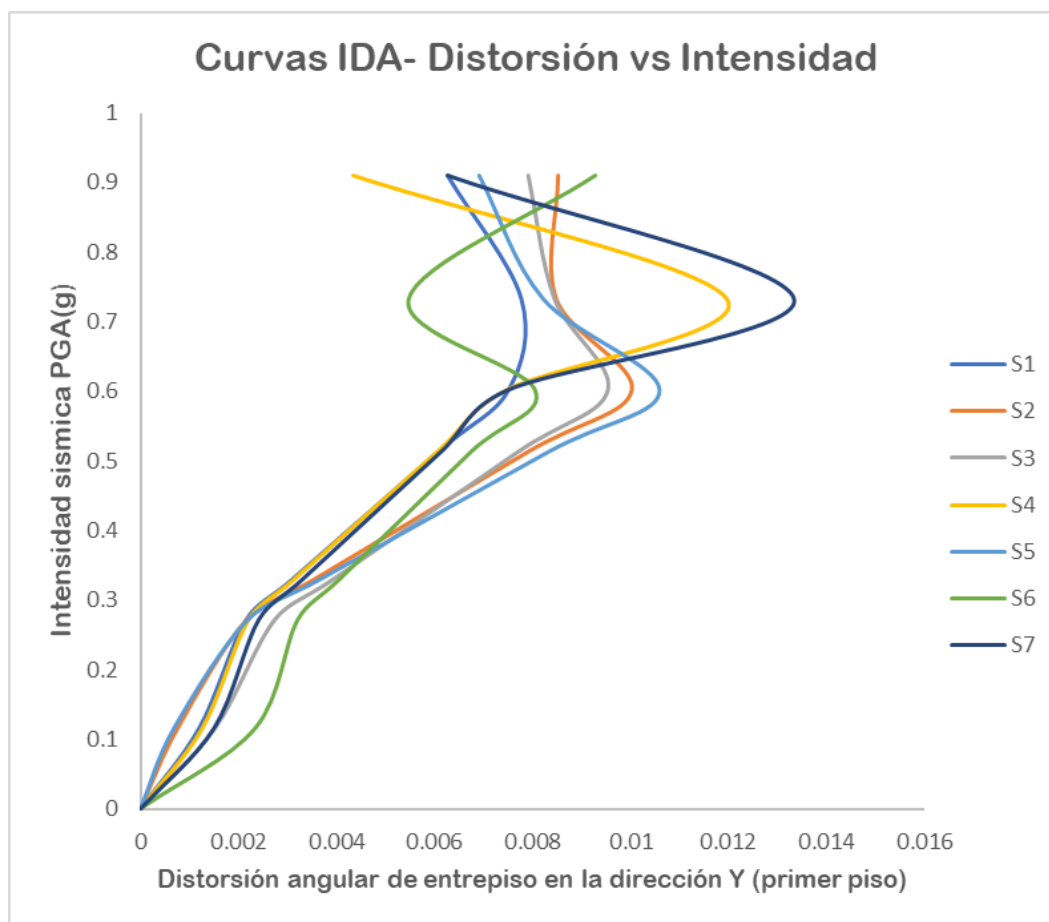


Figura 88. *Curvas IDA para el primer nivel en la dirección Y.*

Cuadro 37. *Distorsión angular de entrepiso correspondiente al segundo piso - dirección X*

$S_a(g)$	Sismo 1	Sismo 2	Sismo 3	Sismo 4	Sismo 5	Sismo 6	Sismo 7
0.116	0.00236	0.00264	0.00224	0.00212	0.00208	0.00306	0.00184
0.272	0.00397	0.00395	0.00328	0.00333	0.00323	0.00395	0.00308
0.33	0.00553	0.00522	0.00430	0.00451	0.00436	0.00482	0.00429
0.513	0.01047	0.00923	0.00751	0.00825	0.00792	0.00756	0.00810
0.602	0.01287	0.01119	0.00907	0.01007	0.00966	0.00890	0.00996
0.733	0.01073	0.00952	0.01077	0.01090	0.00935	0.00730	0.01126
0.91	0.01204	0.00997	0.01235	0.01190	0.00901	0.01047	0.00949

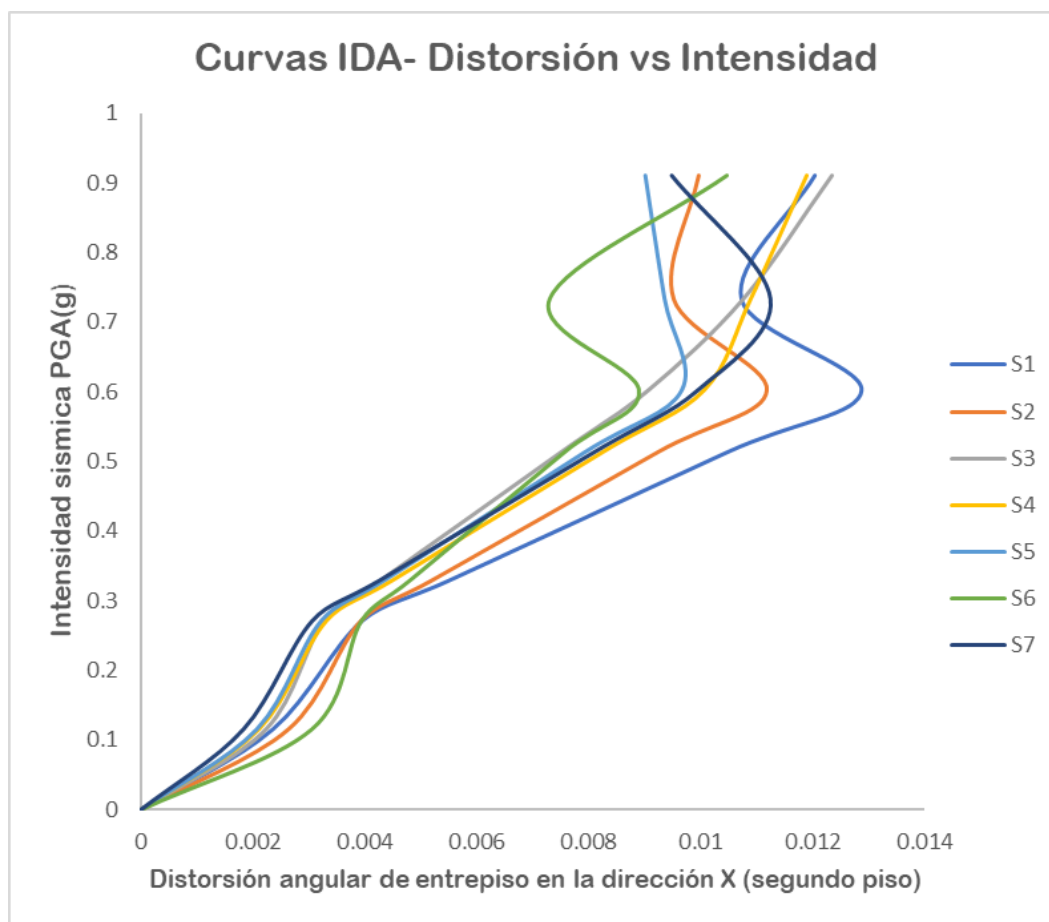


Figura 89. Curvas IDA para el segundo nivel en la dirección *X*.

Cuadro 38. Distorsión angular de entrepiso correspondiente al segundo piso - dirección *Y*

$S_a(g)$	Sismo 1	Sismo 2	Sismo 3	Sismo 4	Sismo 5	Sismo 6	Sismo 7
0.116	0.00201	0.00086	0.00172	0.00121	0.00059	0.00264	0.00147
0.272	0.00278	0.00234	0.00279	0.00245	0.00235	0.00336	0.00253
0.33	0.00354	0.00378	0.00383	0.00367	0.00407	0.00406	0.00357
0.513	0.00593	0.00834	0.00713	0.00751	0.00949	0.00629	0.00684
0.602	0.00709	0.01056	0.00873	0.00937	0.01213	0.00737	0.00844
0.733	0.00753	0.00763	0.00951	0.01169	0.01123	0.00485	0.01608
0.91	0.00500	0.00590	0.00912	0.00450	0.00698	0.00845	0.00744

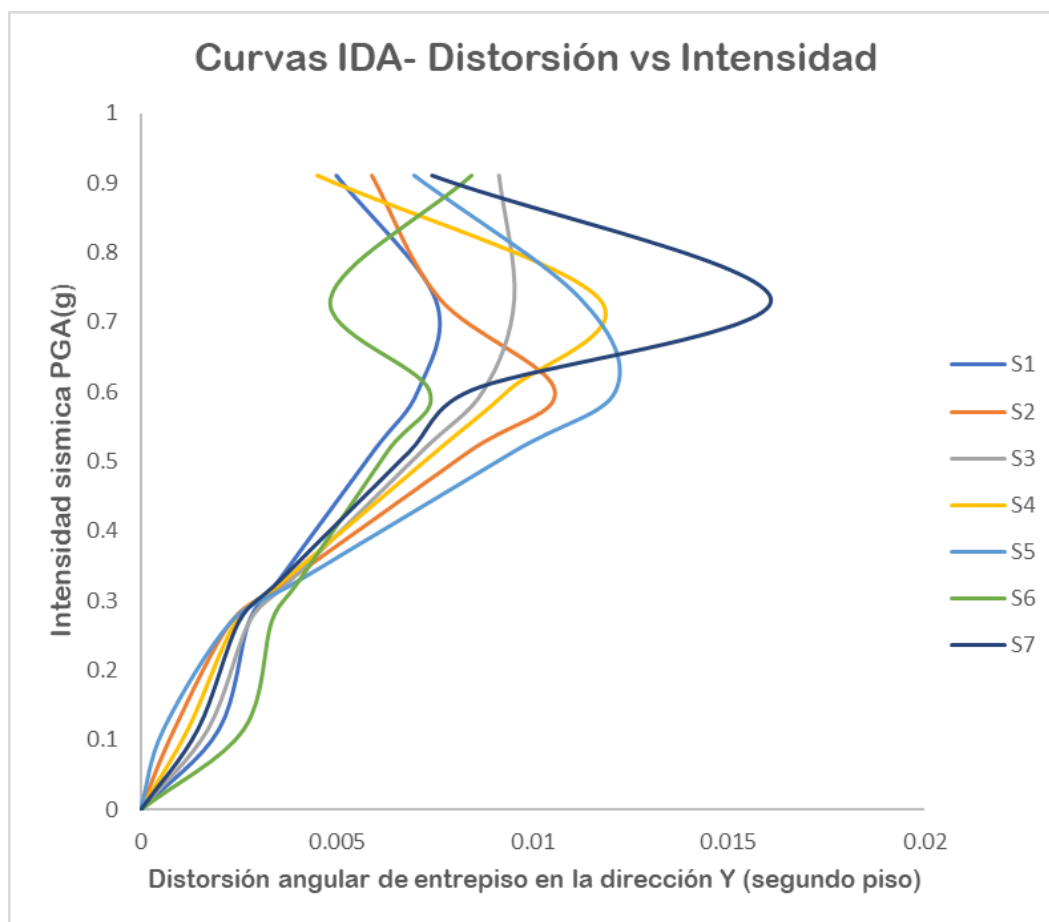


Figura 90. Curvas IDA para el segundo nivel en la dirección *Y*.

Cuadro 39. Distorsión angular de entrepiso correspondiente al tercer piso - dirección *X*

$S_a(g)$	Sismo 1	Sismo 2	Sismo 3	Sismo 4	Sismo 5	Sismo 6	Sismo 7
0.116	0.00202	0.00250	0.00179	0.00170	0.00148	0.00256	0.00153
0.272	0.00356	0.00373	0.00289	0.00290	0.00269	0.00353	0.00271
0.33	0.00508	0.00494	0.00396	0.00407	0.00387	0.00449	0.00386
0.513	0.00985	0.00876	0.00733	0.00777	0.00759	0.00750	0.00748
0.602	0.01217	0.01062	0.00898	0.00958	0.00940	0.00896	0.00925
0.733	0.00957	0.00871	0.00911	0.01053	0.00876	0.00699	0.01047
0.91	0.01067	0.00921	0.01201	0.01120	0.00932	0.01002	0.00892

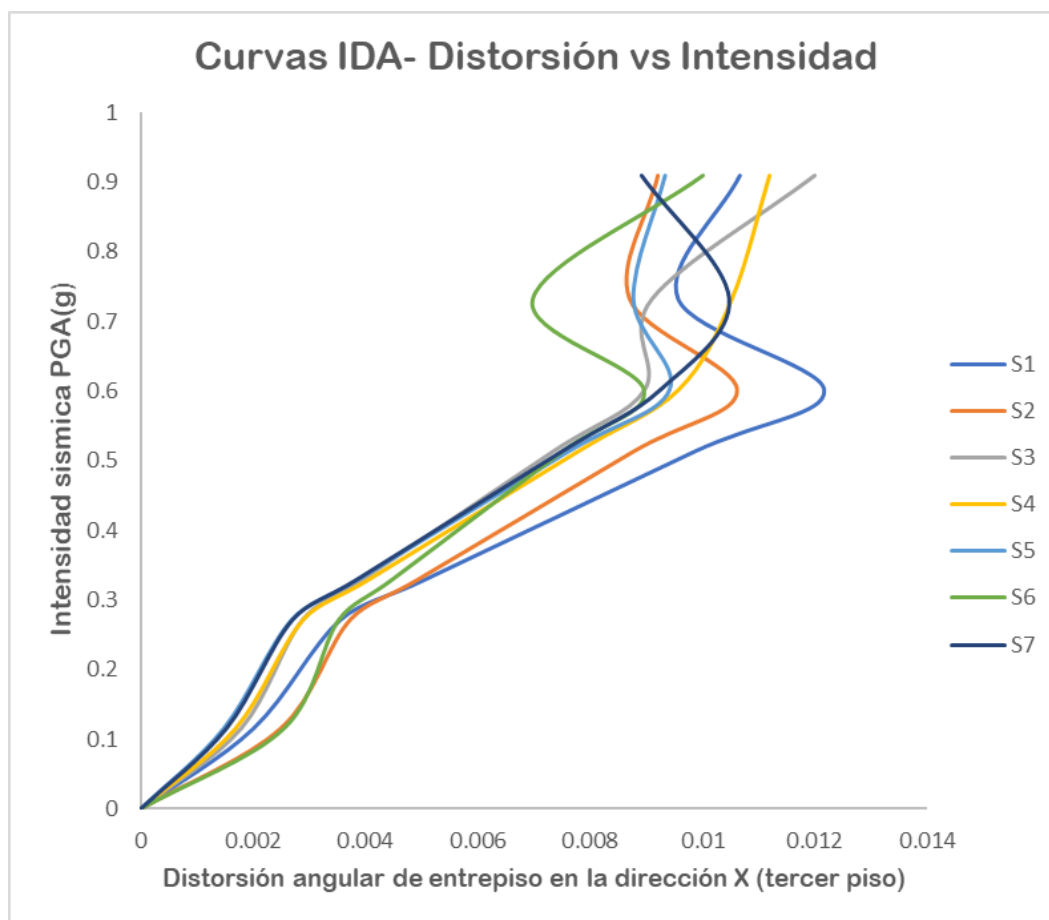


Figura 91. Curvas IDA para el tercer nivel en la dirección X.

Cuadro 40. Distorsión angular de entrepiso correspondiente al tercer piso - dirección Y

S _a (g)	Sismo 1	Sismo 2	Sismo 3	Sismo 4	Sismo 5	Sismo 6	Sismo 7
0.116	0.00089	0.00035	0.00082	0.00058	0.00011	0.00134	0.00074
0.272	0.00137	0.00118	0.00123	0.00129	0.00127	0.00148	0.00121
0.33	0.00184	0.00199	0.00164	0.00199	0.00239	0.00161	0.00167
0.513	0.00332	0.00455	0.00292	0.00420	0.00595	0.00203	0.00313
0.602	0.00404	0.00580	0.00355	0.00528	0.00768	0.00224	0.00385
0.733	0.00511	0.00360	0.00432	0.00398	0.00848	0.00174	0.01285
0.91	0.00212	0.00182	0.00495	0.00195	0.00304	0.00367	0.00369

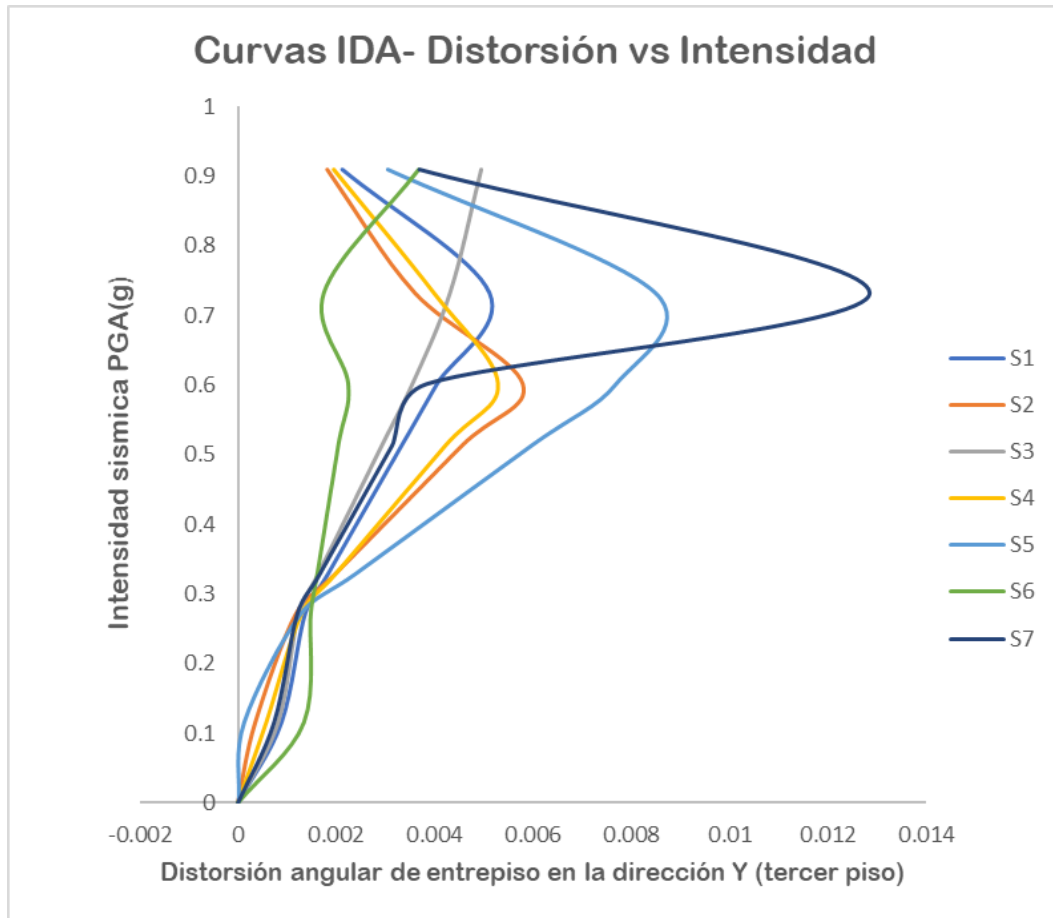


Figura 92. Curvas IDA para el tercer nivel en la dirección Y.

4.1.3. Hipótesis específica 3

De acuerdo con los resultados obtenidos de las curvas IDA presentadas en el ítem anterior, se observa que los mayores valores de distorsión inter-piso se concentran en el primer y segundo nivel de la edificación. En consecuencia, para la evaluación de la ductilidad, estado de daño y desempeño sísmico de la estructura, se emplean las curvas IDA correspondientes a dichos niveles.

De acuerdo a Vamvatsikos y Cornell (2002), para la determinación de los valores de distorsión asociados a cada nivel de intensidad sísmica, se obtiene inicialmente la curva IDA promedio, correspondiente al percentil 50, la cual se presenta en las Figuras 94 y 95. A partir de esta curva, se interpolan los valores de intensidad sísmica asociados a los escenarios de sismo **frecuente, ocasional, raro y muy raro**, cuyos valores de intensidad se muestran en la Figura 93.

Una vez determinados los valores de distorsión para cada nivel de peligrosidad sísmica, estos se comparan con los **valores máximos de distorsión** establecidos por el Comité de Visión 2000, los cuales se presentan en el Cuadro 5. Esta comparación permite clasificar el desempeño sísmico de la edificación para cada escenario de peligro considerado.

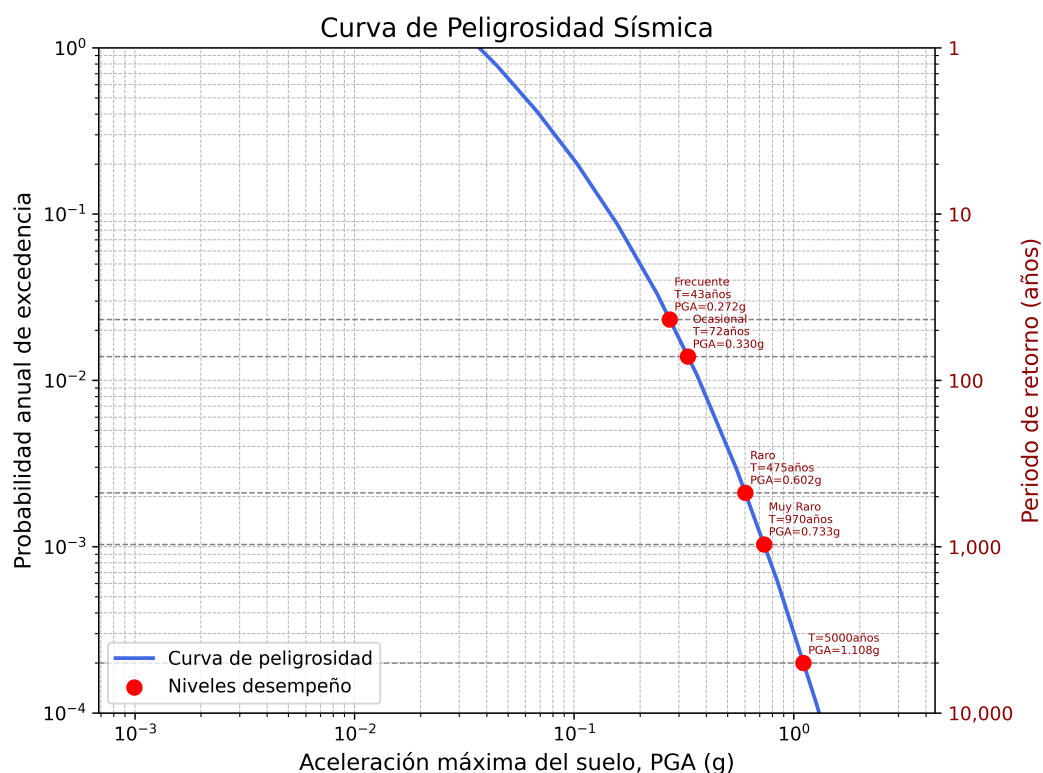


Figura 93. Curva de peligrosidad sísmica para la provincia de Vilcas Huamán y los niveles de desempeño de acuerdo al comité de Visión 2000.

Cuadro 41. Aceleración del suelo por nivel de amenaza sísmica – Ayacucho (Vilcas Huamán)

Nivel de amenaza	Periodo de retorno (años)	Probabilidad anual (P)	PGA [g]
Frecuente	43	0.02326	0.272
Ocasional	72	0.01389	0.330
Raro	475	0.00211	0.602
Muy Raro	970	0.00103	0.733

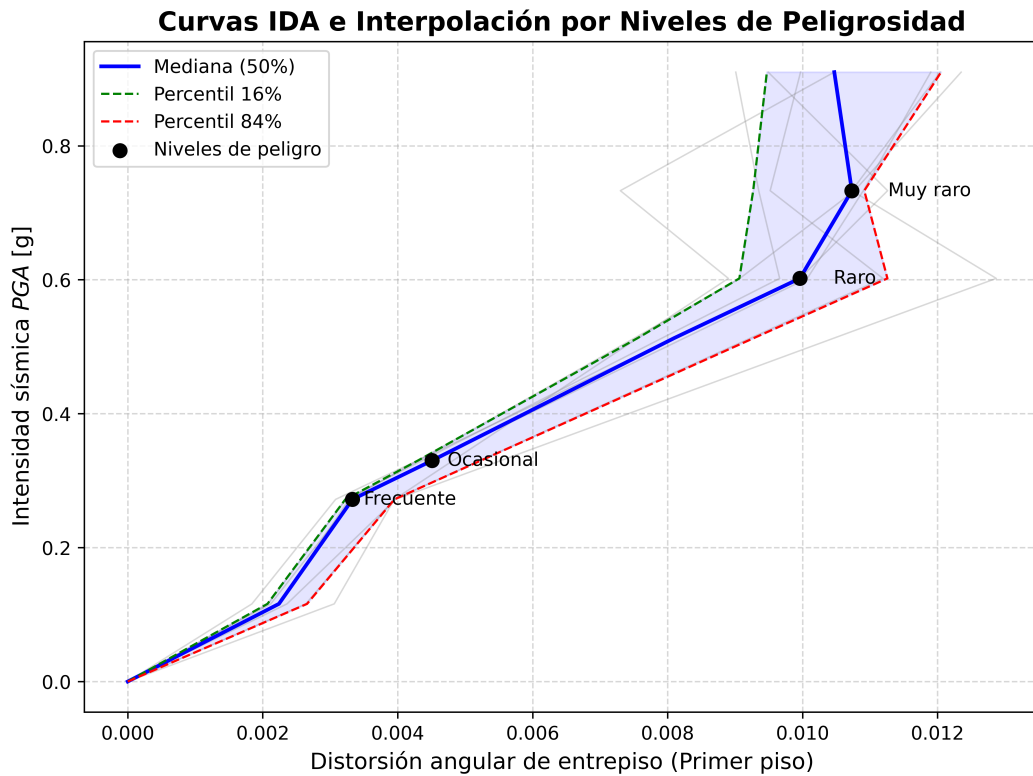


Figura 94. Valores de entrepiso según el nivel de amenaza sísmica cuyos valores se presentan en el cuadro 42 correspondiente a la dirección **X**.

Evento Sísmico	Sa (g)	Distorsión (Nivel 2)
Frecuente	0.27200	0.003330
Ocasional	0.33000	0.004510
Raro	0.60200	0.009960
Muy raro	0.73300	0.010730

Cuadro 42. Resumen de distorsiones interpoladas para el segundo nivel en la dirección **X**

NIVEL DE PELIGRO SÍSMICO	NIVEL DE DESEMPEÑO			
	Totalmente operacional	Operacional	Seguro de Vida	Cerca de Colapso
Frecuente ($T_r = 43$ años)	0,0033 $\leq$ 0,002			
Ocasional ($T_r = 72$ años)		0,0045 $\leq$ 0,005		
Raro ($T_r = 475$ años)			0,0099 $\leq$ 0,015	
Muy Raro ($T_r = 970$ años)			0,0107 $\leq$ 0,015	

Cuadro 43. Matriz de Niveles de Peligro Sísmico vs. Desempeño Estructural en la dirección **X**

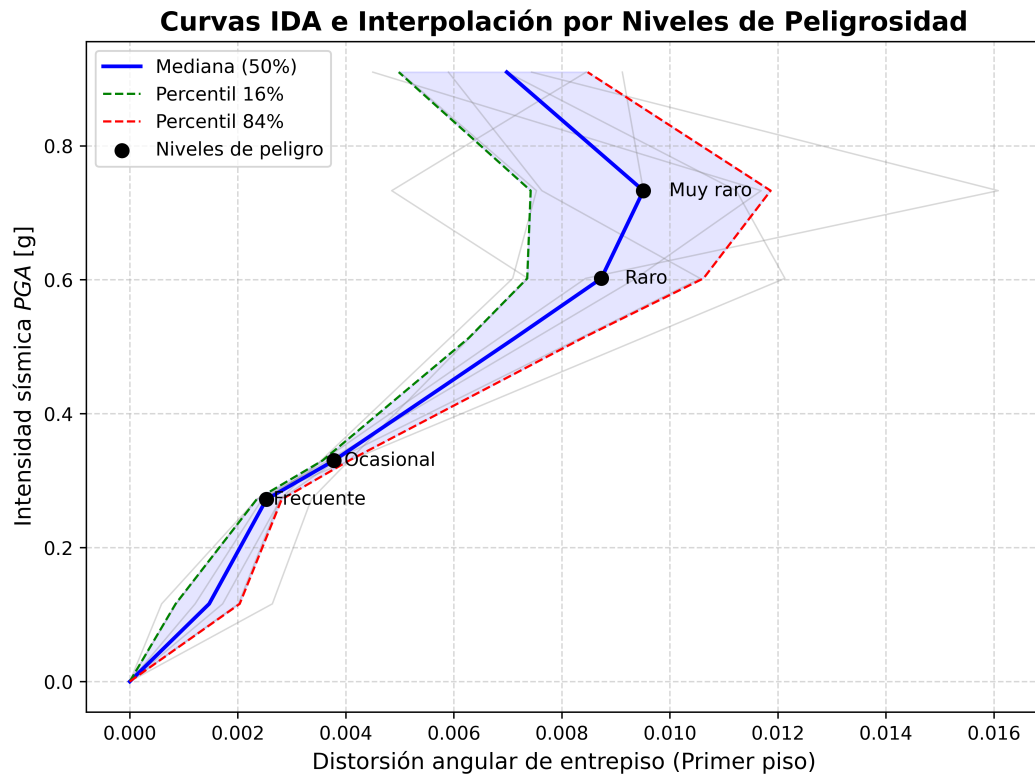


Figura 95. Valores de entrepiso según el nivel de amenaza sísmica cuyos valores se presentan en el cuadro 44 correspondiente a la dirección **Y**.

Evento Sísmico	Sa (g)	Distorsión Interpolada (Nivel 2)
Frecuente	0.27200	0.00253
Ocasional	0.33000	0.00378
Raro	0.60200	0.00873
Muy raro	0.73300	0.00951

Cuadro 44. Resumen de distorsiones interpoladas para el segundo nivel en la dirección **Y**

NIVEL DE PELIGRO SÍSMICO	NIVEL DE DESEMPEÑO			
	Totalmente operacional	Operacional	Seguro de Vida	Cerca de Colapso
Frecuente ($T_r = 43$ años)	0,0025 $\leq$ 0,002			
Ocasional ($T_r = 72$ años)		0,0037 $\leq$ 0,005		
Raro ($T_r = 475$ años)			0,0087 $\leq$ 0,015	
Muy Raro ($T_r = 970$ años)			0,009 $\leq$ 0,015	

Cuadro 45. Matriz de Niveles de Peligro Sísmico vs. Desempeño Estructural en la dirección **Y**

En las Figuras 96 y 97 se muestra la degradación de la rigidez observada en la columna C3' y en el muro de albañilería, respectivamente. Dicho comportamiento corresponde a un nivel de intensidad sísmica de tipo frecuente, obtenido a partir del escalamiento del registro sísmico de Aplao, provincia de Castilla, departamento de Arequipa. Los resultados permiten evaluar la pérdida progresiva de rigidez asociada al comportamiento inelástico de los elementos estructurales bajo demandas sísmicas moderadas.

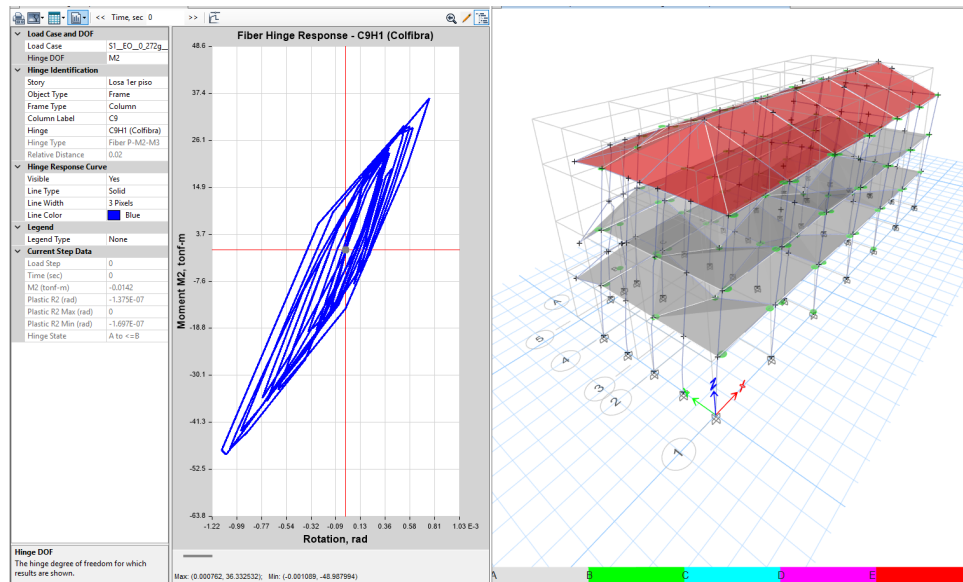


Figura 96. Rótula plastificada en la dirección para un movimiento sísmico de tipo frecuente en la dirección X.

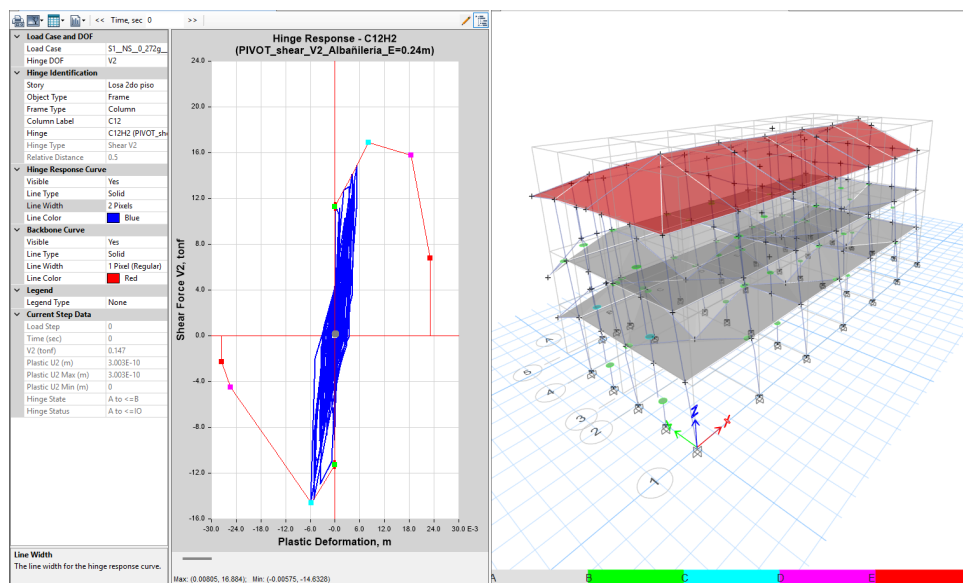


Figura 97. Degradación de resistencia de un muro de albañilería en el segundo nivel, para un sismo frecuente en la dirección Y.

En las Figuras 98 y 99 se presenta la degradación de la rigidez en la columna C3' y en el muro de albañilería, respectivamente, correspondiente a un nivel de intensidad sísmica de tipo ocasional. Dicho nivel de demanda se obtuvo a partir del escalamiento del registro sísmico de Aplao, provincia de Castilla, departamento de Arequipa. Los resultados evidencian una respuesta predominantemente elástica con el inicio de incursiones inelásticas localizadas, lo que permite evaluar el desempeño estructural bajo demandas sísmicas de baja a moderada intensidad.

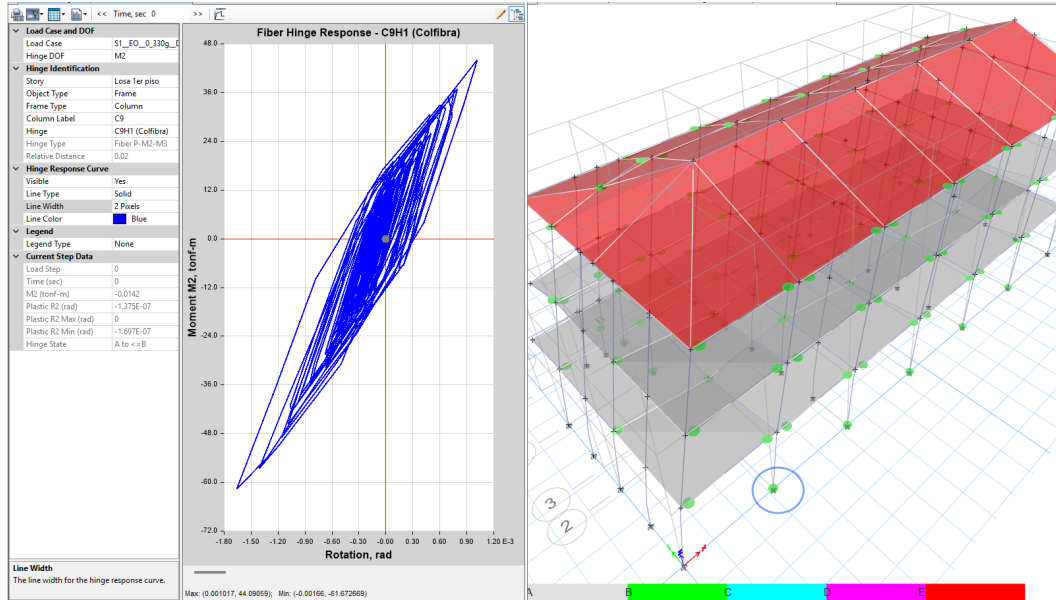


Figura 98. Rótula plastificada en la dirección para un movimiento sísmico de tipo ocasional en la dirección X.

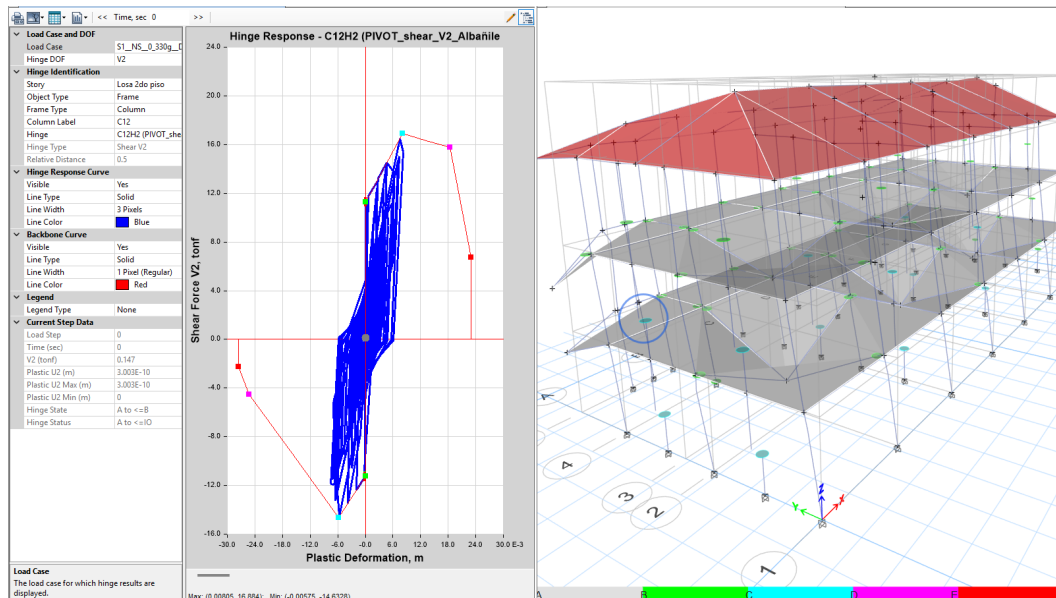


Figura 99. Degradación de resistencia de un muro de albañilería en el segundo nivel, para un sismo ocasional en la dirección Y.

En la Figura 100 se observa la formación de rótulas plásticas acompañadas de una elevada degradación de rigidez. De acuerdo con los resultados del análisis no lineal dinámico, se identifica que las bases de las columnas principales concentran los mayores niveles de daño estructural bajo la acción de un sismo raro. Asimismo, en la Figura 101 se evidencia el daño estructural, asociado a la degradación de la rigidez, en los muros de albañilería con aparejo en cabeza, encontrándose que los elementos ubicados en el primer y segundo nivel son los más afectados para este mismo nivel de intensidad sísmica.

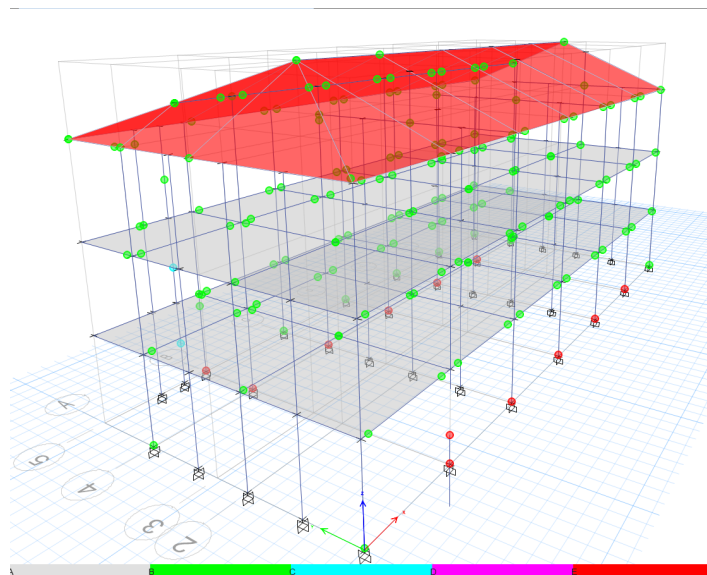


Figura 100. Rótulas plásticas resultantes para un sismo raro, el sismo de diseño de la norma Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2019 en la dirección **X**.

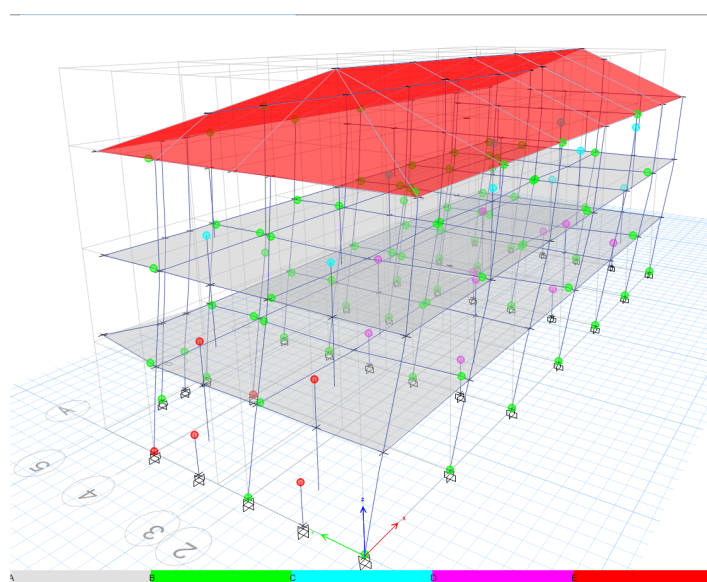


Figura 101. Rótulas plásticas resultantes para un sismo raro, el sismo de diseño de la norma Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2019 en la dirección **Y**.

A continuación, se observa en la figura 102 que la columna ubicada en el eje estructural U–U, comprendida entre los ejes 05–05, presenta el mayor nivel de daño estructural, alcanzando la plastificación total en su base. Este comportamiento se evidencia claramente en la curva de histéresis, donde se observa una pérdida significativa de rigidez y resistencia. Cabe resaltar que este fenómeno se presenta únicamente en dicha columna para un nivel de intensidad sísmica correspondiente a una aceleración máxima del suelo de 0.602 g del sismo de Apla, Castilla - Arequipa, registrado el 20 de diciembre por la estación acelerométrica de la UNSCH.

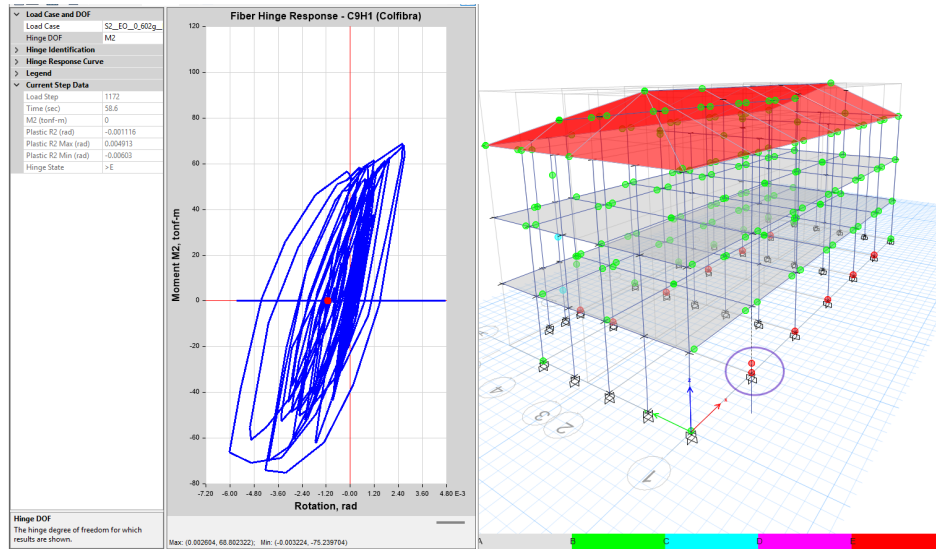


Figura 102. Rótula plastificada en la dirección para un movimiento sísmico en la dirección X.

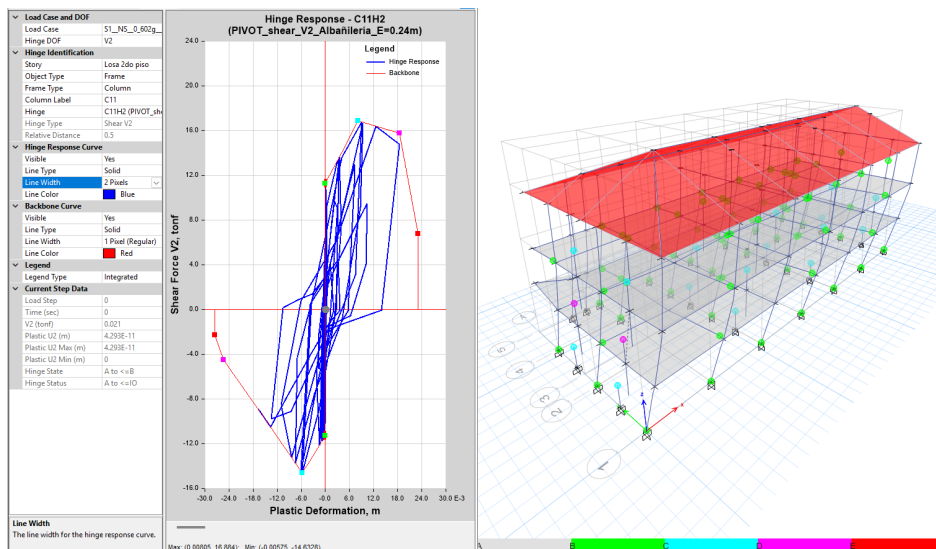


Figura 103. Degradación de resistencia de un muro de albañilería en el segundo nivel, dirección Y.

Finalmente, se presenta la evaluación de la ductilidad de las columnas principales, las cuales corresponden a los elementos estructurales más solicitados de la edificación. Para la determinación de la ductilidad, se analizaron los ciclos histeréticos de las columnas C2, C3', C4' y C6, obtenidos a partir de la aplicación de un sismo raro, escalado al registro sísmico de Lunahuana, provincia de Cañete, departamento de Lima. Dicho evento sísmico fue registrado por la estación acelerométrica del SENCICO, ubicada en la ciudad de Huamanga, departamento de Ayacucho.

En el presente estudio, la ductilidad de los elementos estructurales se define como la relación entre la demanda máxima alcanzada durante la respuesta no lineal y la correspondiente al inicio del comportamiento inelástico. En particular, la ductilidad se evalúa a partir de los ciclos histeréticos momento-rotación de las columnas analizadas, considerando como referencia la rotación última y la rotación de fluencia obtenidas de la envolvente histerética. Este enfoque permite caracterizar adecuadamente la capacidad de deformación inelástica de los elementos bajo acciones sísmicas severas.

Los valores de ductilidad obtenidos se comparan con los criterios de desempeño establecidos en normativas y guías de evaluación sísmica, tales como la Norma Técnica E.030 y documentos internacionales de referencia para análisis no lineal. En este contexto, ductilidades en el rango de 7 a 10 son representativas de un comportamiento altamente dúctil, compatible con edificaciones de concreto armado con sistema estructural aporticado diseñadas para disipar energía mediante deformaciones inelásticas controladas, sin alcanzar mecanismos de colapso.

Cuadro 46. Ductilidad de columnas principales

Columna	θ_y	θ_u	μ
C2	0.0006	0.0045	7.50
C3'	0.00045	0.0036	8.00
C4'	0.0004	0.004	10.00
C6	0.00059	0.005	8.47

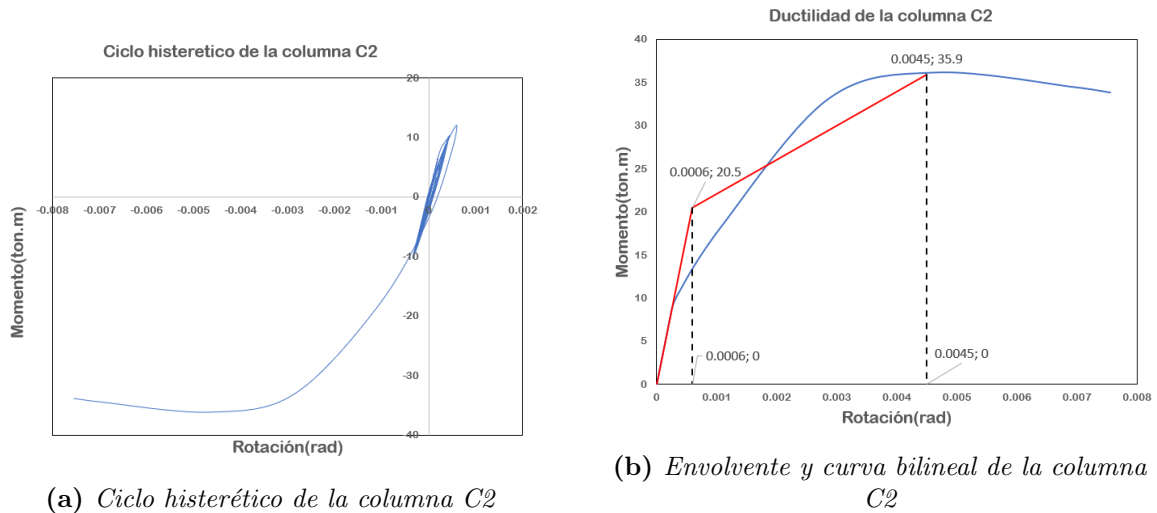


Figura 104. Respuesta histerética y envolvente bilineal de la columna C2

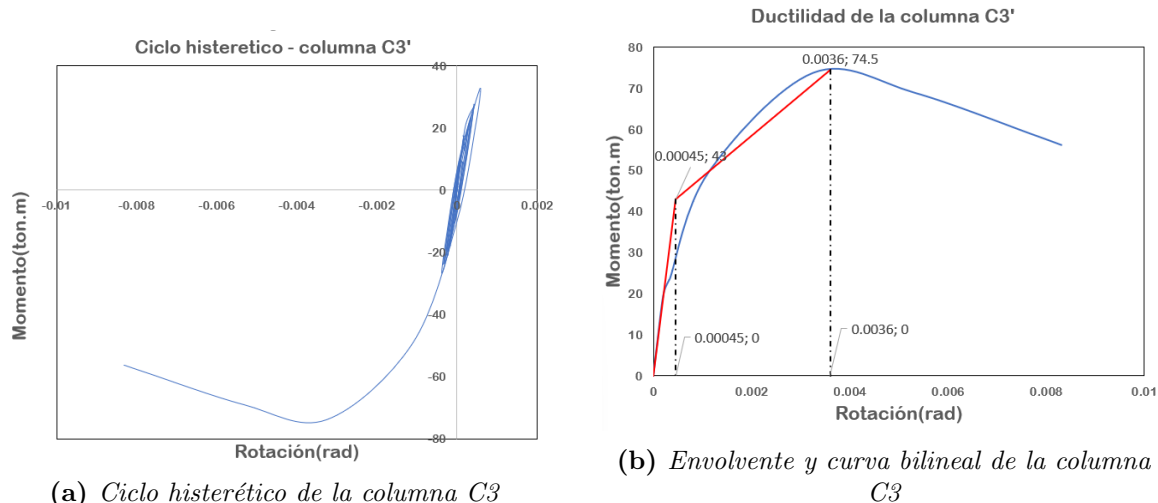


Figura 105. Respuesta histerética y envolvente bilineal de la columna C3

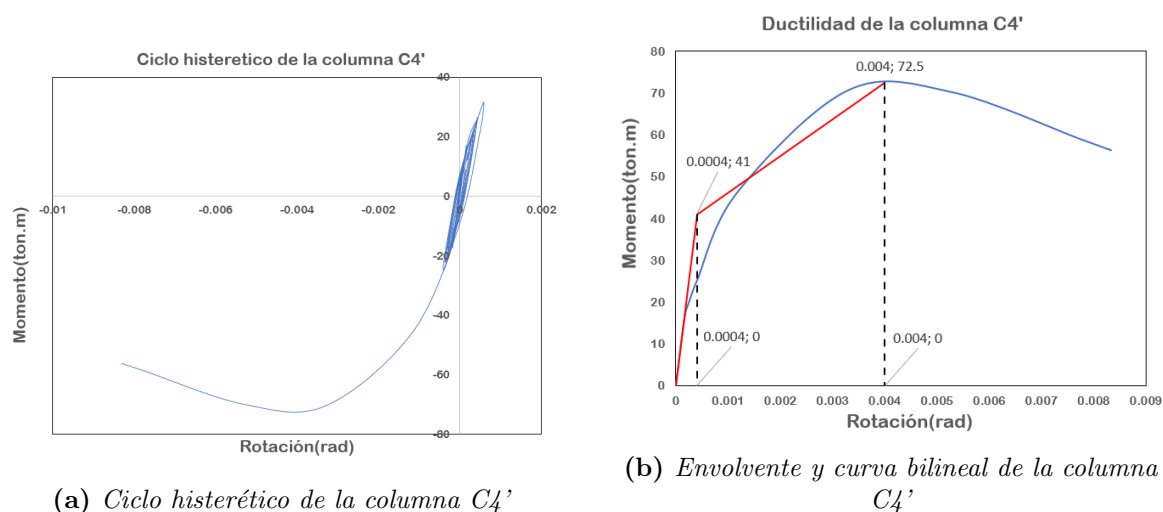


Figura 106. Respuesta histerética y envolvente bilineal de la columna C4'

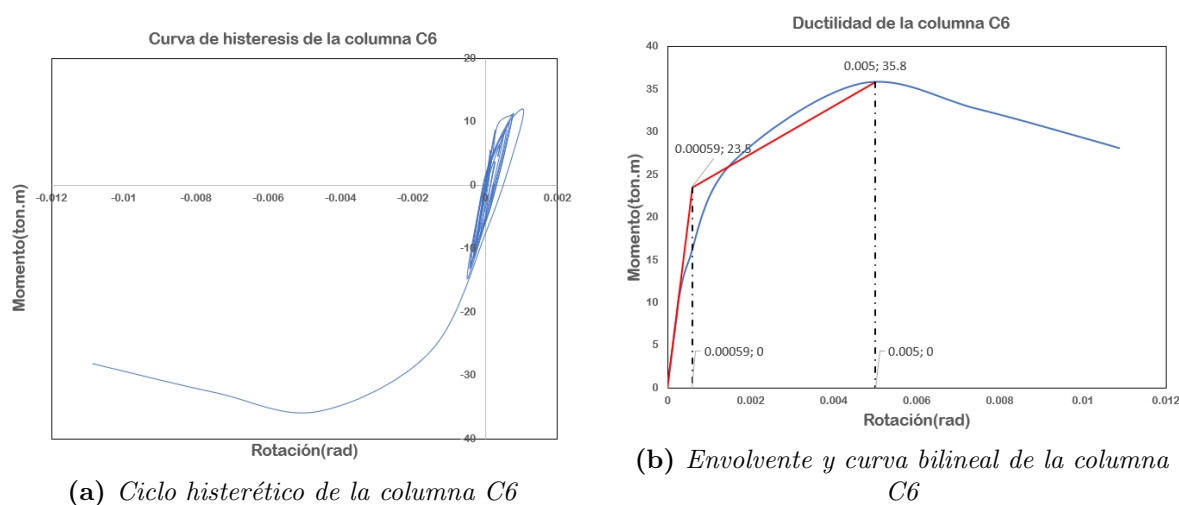
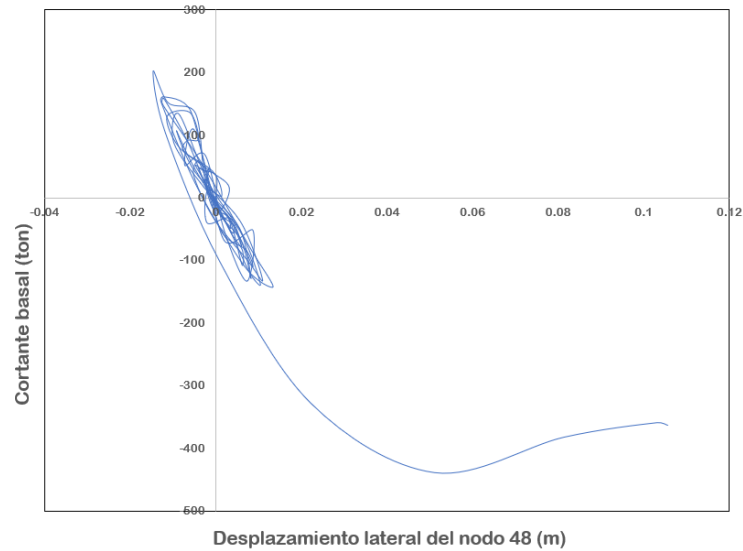
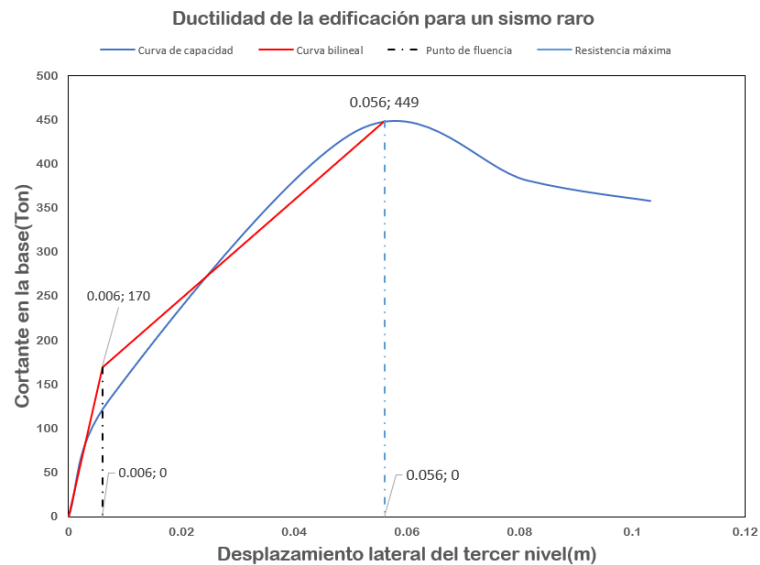


Figura 107. Respuesta histerética y caracterización bilineal de la columna C6

De igual manera, se evalúa la ductilidad global de la estructura frente al sismo de Lunahuana, provincia de Cañete, departamento de Lima, considerando de forma independiente cada una de las direcciones principales de análisis. Para la obtención de la curva de capacidad, se toma como referencia el desplazamiento lateral del nodo 48, ubicado en el techo del tercer nivel del bloque 04. Posteriormente, se relacionan los valores de la cortante basal con el desplazamiento lateral de dicho nodo, construyéndose a partir de esta información la envolvente correspondiente. Finalmente, con la envolvente obtenida se define la curva de capacidad para cada dirección analizada, asociada al nivel de demanda sísmica correspondiente a un sismo raro.

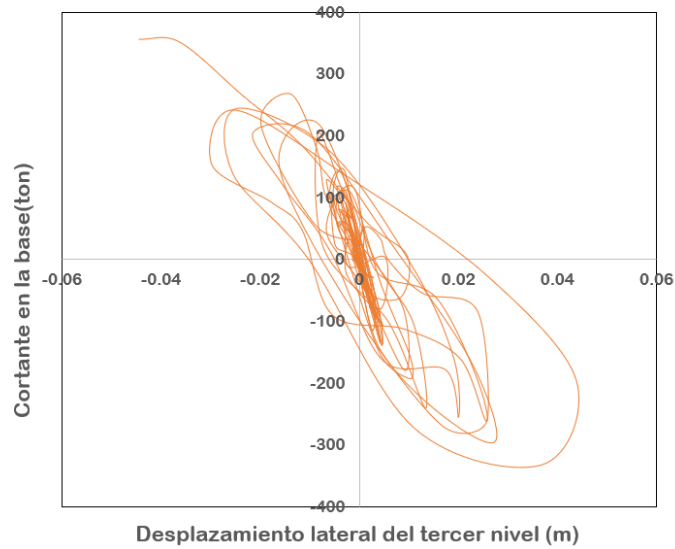


(a) *Histéresis global de la estructura en la dirección X*

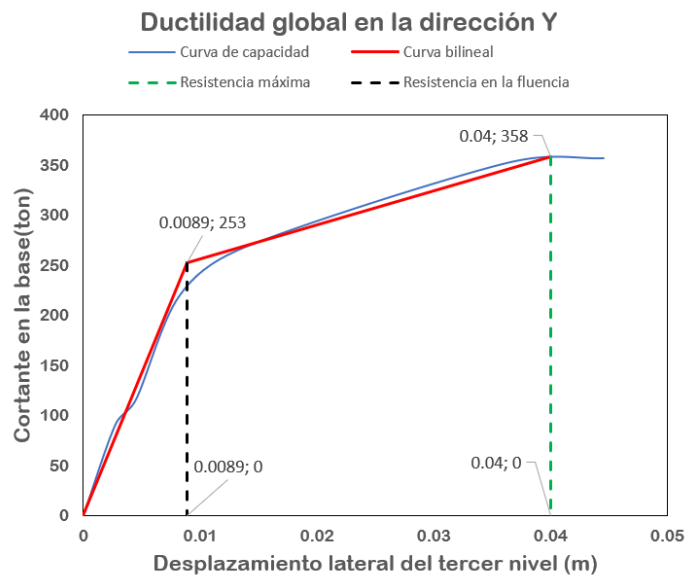


(b) *Curva bilineal y definición de la ductilidad global ($\mu = 9,33$) en la dirección X*

Figura 108. *Evaluación de la ductilidad global de la estructura en la dirección X*



(a) Histéresis global de la estructura en la dirección Y



(b) Curva bilineal y definición de la ductilidad global ($\mu = 4.49$) en la dirección Y

Figura 109. Evaluación de la ductilidad global de la estructura en la dirección Y

4.1.4. Reforzamiento estructural en la dirección de pórticos de concreto armado(dirección X)

Si bien la edificación cumple con los objetivos de desempeño establecidos, se identifica la presencia de daño leve a moderado concentrado en la base de las columnas del primer nivel. Como estudio complementario orientado a la mitigación de dicho daño, se propone la incorporación de disipadores viscosos. Para este propósito, se adoptaron propiedades no lineales representativas de dispositivos comúnmente utilizados en la práctica profesional, considerando un coeficiente de amortiguamiento de 400 tonf·s/m y un exponente de velocidad

$C_{exp} = 0,4$, valores que se encuentran dentro de los rangos típicos empleados en aplicaciones comerciales.

A partir de los resultados obtenidos, se observa que, para un sismo raro, la demanda de daño en la base de las columnas se reduce de manera significativa, evidenciando la efectividad del sistema de disipación propuesto en la disminución de concentraciones de daño y en la mejora del desempeño sísmico global de la estructura.

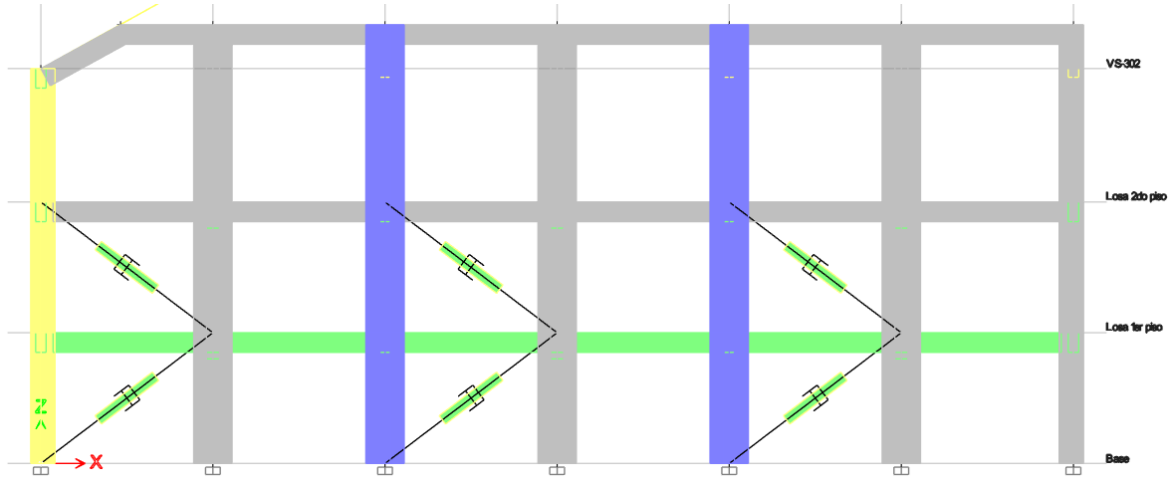


Figura 110. Ubicación de los disipadores viscosos en dirección X de pórticos de concreto armado, eje $Q-Q$.

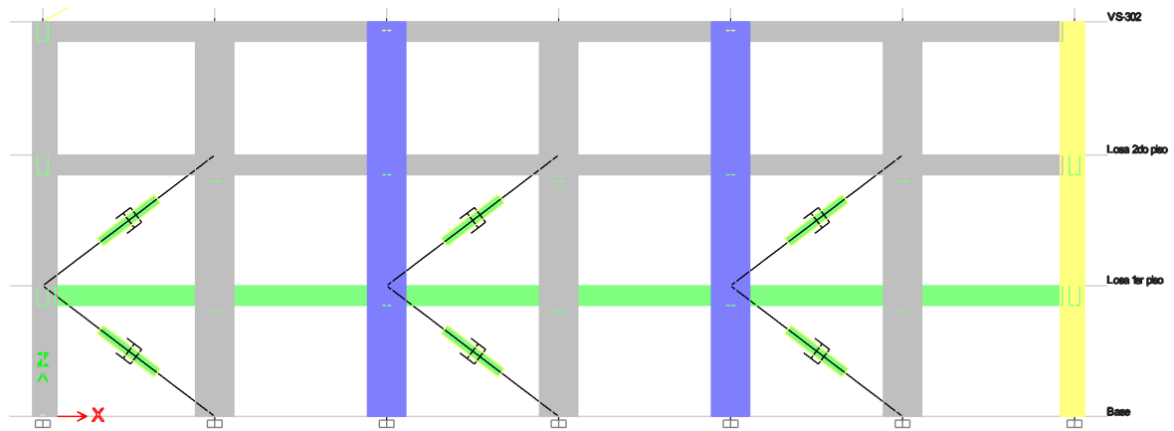


Figura 111. Ubicación de los disipadores viscosos en dirección X de pórticos de concreto armado, eje $U-U$.

En las Figuras 112 y 113 se evidencia una reducción significativa del daño concentrado en la base de las columnas, como resultado de la incorporación del sistema de disipación. Este reforzamiento confirma una mejora sustancial en el desempeño estructural global de la edificación, incrementando su estabilidad y reduciendo la probabilidad de colapso asociada a la degradación severa de la rigidez en la base de las columnas.

Si bien el nivel de daño se ha reducido de manera generalizada, se identifica aún una columna ubicada en el eje $Q-Q$ entre los ejes 08-08 que presenta un estado de daño moderado, comportamiento considerado aceptable y coherente con la respuesta esperada ante un sismo raro con un período de retorno de 475 años.

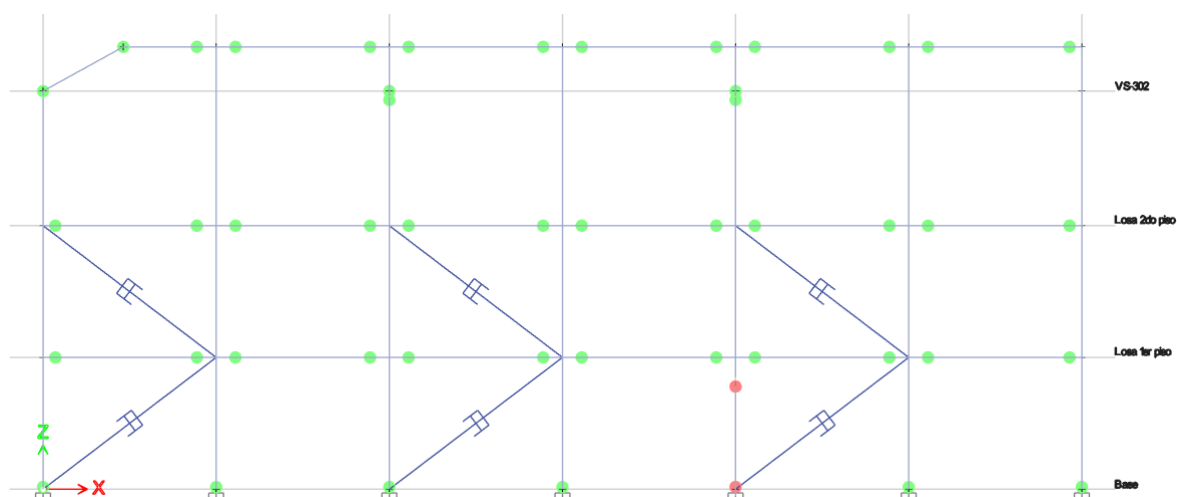


Figura 112. Rótulas plásticas con disipadores viscosos en dirección **X** de pórticos de concreto armado, eje Q-Q.

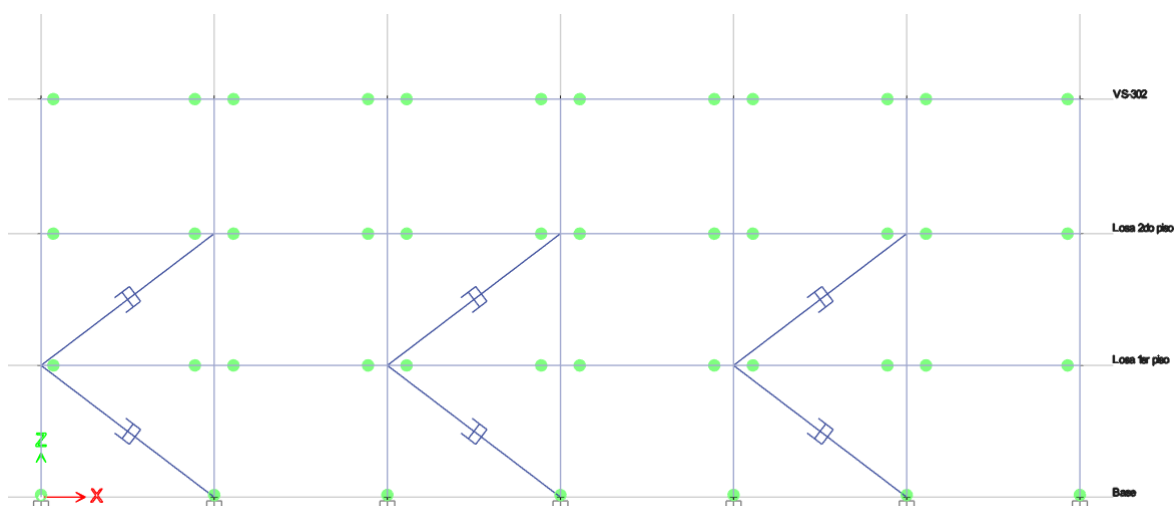


Figura 113. Rótulas plásticas con disipadores viscosos en dirección **X** de pórticos de concreto armado, eje U-U.

4.2. Análisis e interpretación

1. De acuerdo con los Cuadros 29, 30, 31, 32, 33 y 34, presentados en el ítem anterior, se registran desplazamientos máximos absolutos de **10.5 cm** en la dirección **X** y **9.7 cm** en la dirección **Y**, correspondientes al tercer nivel de la edificación. Cabe precisar que dichos desplazamientos fueron obtenidos a partir de un registro sísmico escalado al espectro de respuesta elástico definido para la zona del proyecto, correspondiente a un sismo con un período de retorno de 475 años.

De los resultados obtenidos se observa que, para este nivel de amenaza sísmica, la edificación supera el ancho disponible de la junta sísmica, establecido en **7 cm**. Esta condición implica un riesgo significativo de golpeteo sísmico entre la estructura del **Bloque 04**, correspondiente a aulas funcionales, y la estructura del **Bloque 05**, correspondiente a laboratorios y aulas de computación, durante la ocurrencia de un evento sísmico raro.

2. De acuerdo con los Cuadros 35, 36, 37, 38, 39 y 40, así como con los gráficos correspondientes a las curvas IDA presentados en el ítem 4.1.2, se evidencia que los valores máximos de distorsión (deriva de entrepiso) alcanzan **0.012** en la dirección **X** y **0.010** en la dirección **Y**, esto de un grupo de registros sísmicos correspondiente a un período de retorno de 475 años.

Estos resultados muestran claramente que se superan los valores máximos de deriva establecidos en la normativa sismorresistente vigente, los cuales son **0.007** para sistemas estructurales de pórticos de concreto armado, aplicable a la dirección **X**, y **0.005** para sistemas con muros de albañilería confinada, aplicable a la dirección **Y**. Adicionalmente, se observa que los mayores valores de distorsión se concentran en el primer y segundo nivel de la edificación, lo que permite identificar estas zonas como las más vulnerables y con mayor probabilidad de daño en los muros de albañilería.

3. De acuerdo con las figuras y cuadros presentados en el ítem 4.1.3, se realiza el siguiente análisis e interpretación de resultados. A partir de las curvas IDA correspondientes al ítem 4.1.2, se obtiene la curva IDA promedio (percentil 50), a partir de la cual se interpolan los valores de distorsión de entrepiso asociados a cada nivel de amenaza sísmica.

Para la dirección **X**, según el Cuadro 43, se obtiene un valor de distorsión de **0.0099** para un sismo raro y de **0.0045** para un sismo ocasional. Dichos valores no superan los umbrales máximos de distorsión permisibles propuestos por el Comité de Visión 2000, los cuales corresponden a **0.005** y **0.015**, respectivamente. Estos resultados evidencian la ocurrencia de un nivel de daño moderado en los elementos estructurales del sistema resistente en esta dirección.

De manera análoga, para la dirección **Y**, según el Cuadro 45, se obtienen valores de distorsión de **0.0087** para un sismo raro y de **0.0037** para un sismo ocasional, lo que pone de manifiesto una elevada probabilidad de daño en los muros de albañilería, particularmente bajo escenarios de mayor demanda sísmica.

De igual manera, de acuerdo con lo presentado en el Cuadro 46, la ductilidad de las columnas principales se encuentra en un rango aproximado de $\mu = 7 - 10$, lo cual evidencia un comportamiento altamente dúctil de estos elementos estructurales. Asimismo, en las Figuras 108b y 109b se presenta la evaluación de la ductilidad global de la estructura frente al sismo de Lunahuana, provincia de Cañete, departamento de Lima, escalado a un espectro representativo de un sismo raro. Para la dirección estructural aporticada se obtiene una ductilidad global de $\mu = 9.33$, mientras que para la dirección dominada por muros de albañilería confinada se alcanza un valor de $\mu = 4.49$. En conjunto, estos resultados reflejan un desempeño sísmico adecuado y consistente con la capacidad esperada de cada uno de los sistemas estructurales analizados.

4. De acuerdo a las Figuras 112 y 113 se evidencia una reducción significativa del daño concentrado en la base de las columnas, como resultado de la incorporación del sistema de disipación. Este reforzamiento confirma una mejora sustancial en el desempeño estructural global de la edificación, incrementando su estabilidad y reduciendo la probabilidad de colapso asociada a la degradación severa de la rigidez en la base de las columnas.

Si bien el nivel de daño se ha reducido de manera generalizada, se identifica aún una columna ubicada en el eje Q-Q entre los ejes 08-08 que presenta un estado de daño moderado, comportamiento considerado aceptable y coherente con la respuesta esperada ante un sismo raro con un período de retorno de 475 años.

Capítulo 5

Conclusiones

En este capítulo se presentan las conclusiones obtenidas a partir de la presente investigación, las cuales están orientadas a evaluar el nivel de desempeño de la edificación analizada y el estado de daño de sus elementos estructurales frente a un sismo de tipo raro. Finalmente, se incluyen algunas recomendaciones y propuestas para futuros trabajos en esta línea de investigación, así como los beneficios que este estudio aporta a la institución educativa.

5.1. Conclusiones

1. Se logró realizar el análisis no lineal tiempo-historia, el cual representa uno de los métodos más realistas para la evaluación del desempeño estructural, ya que permite someter la edificación a aceleraciones en la base obtenidas de registros sísmicos representativos de la zona del proyecto y su correspondiente nivel de peligrosidad sísmica. Asimismo, la incorporación de la no linealidad en los elementos verticales mediante modelos de tipo fibra posibilita una mejor representación de la degradación de rigidez y una observación más precisa del comportamiento hasta el colapso. Los resultados obtenidos a partir de este método, complementados con un análisis dinámico incremental conforme a las recomendaciones del [FEMA] (2018), ofrecen una estimación más confiable del desempeño global de la estructura frente a diferentes niveles de intensidad sísmica. La edificación analizada presenta un periodo fundamental de vibración de $T_x = 0,345$ s en la dirección **X** y $T_y = 0,24$ s en la dirección **Y**. El sistema estructural se compone de pórticos aporticados en la dirección **X** y muros de albañilería confinada en la dirección **Y**. Mediante el método de análisis no lineal se determinaron los desplazamientos inelásticos en ambas direcciones, resultando de ello desplazamientos que superan las juntas sísmicas (7 cm); Esta condición implica un riesgo significativo de golpeteo sísmico en la dirección **X** entre la estructura del **Bloque 04**, correspondiente a aulas funcionales, y la estructura del **Bloque 05**, correspondiente a laboratorios y aulas de computación, esto durante la ocurrencia de un evento sísmico raro ($T_r=475$ años) en adelante.
2. Se desarrollaron las curvas de Análisis Dinámico Incremental (IDA), empleando la aceleración máxima del suelo (PGA) como parámetro de intensidad sísmica y la distorsión angular de entrepiso como medida de demanda estructural. Conforme a los resultados presentados en el ítem 4.1.2, se observa que las mayores demandas de deformación se concentran en el segundo nivel de la edificación, lo cual indica la presencia de un piso crítico desde el punto de vista del desempeño sísmico. Para el conjunto de registros sísmicos representativos de un período de retorno de 475 años, se determinó que los

valores máximos de distorsión angular de entrepiso alcanzan **0.0099** en la dirección **X** y **0.0087** en la dirección **Y**. Dichos valores exceden los límites de distorsión establecidos por la Norma Técnica Peruana E.030 – Diseño Sismorresistente, la cual fija un valor máximo de **0.007** para edificaciones con sistema estructural aporticado de concreto armado y **0.005** para edificaciones de albañilería confinada. La superación de estos umbrales normativos evidencia un comportamiento estructural altamente inelásticos, asociado a un nivel de daño moderado a severo y a una pérdida significativa de rigidez lateral, lo que pone de manifiesto una inadecuada concepción estructural y poco eficiente en el desempeño sísmico global de la edificación frente a sismos severos con un período de retorno de 475 años.

3. Se logró evaluar de manera integral el estado de desempeño sísmico, los niveles de daño estructural y la capacidad de ductilidad de los elementos resistentes de la edificación, a partir de los resultados obtenidos en los análisis no lineales. Conforme a las recomendaciones establecidas por el Comité Visión 2000, las edificaciones sometidas a un sismo ocasional deben mantener un nivel de desempeño *Operacional*. En el caso de la edificación analizada, y de acuerdo con la matriz de desempeño presentada en los Cuadros 43 y 45, la estructura alcanza un estado de desempeño *Operacional*, asociado a un nivel de daño estructural leve, lo cual evidencia la linealidad en elementos primarios sin comprometer la estabilidad global del sistema.

De manera análoga, para un sismo raro, el Comité Visión 2000 establece que la estructura debería conservar el nivel de desempeño de *Seguridad de Vida*. Igualmente, los resultados obtenidos indican que, bajo este escenario sísmico, la edificación se sitúa en un estado de desempeño correspondiente a *Seguridad de Vida*, lo que implica la formación generalizada de rótulas plásticas, una reducción significativa de la rigidez lateral y una mayor demanda de ductilidad en los elementos estructurales.

Adicionalmente, en la Figura 100 se evidencia que, para un sismo raro actuando en la dirección **X**, todas las columnas del primer nivel alcanzan un estado de daño moderado. En particular, la columna C3' ubicada en el eje U–U entre los ejes 05–05 presenta una degradación prácticamente total de su rigidez lateral, lo cual representa una condición crítica desde el punto de vista de la estabilidad estructural.

Asimismo, en la Figura 101 se observa que, para un sismo raro en la dirección **Y**, los muros de albañilería estructural alcanzan un estado de daño moderado, mientras que las vigas y columnas del segundo nivel presentan predominantemente niveles de daño leve, lo que sugiere una distribución no uniforme de las demandas de deformación y daño a lo largo de la altura de la edificación.

Finalmente, a partir de la evaluación global de los resultados, se concluye que la edificación satisface los objetivos de desempeño sísmico establecidos por el Comité Visión 2000 para los niveles de amenaza sísmica considerados. Sin embargo, existe daño moderado a severo en las columnas de primer nivel de la edificación, el cual justifica la necesidad de implementar un sistema de reforzamiento estructural en la dirección de pórticos de concreto armado orientado a la mejora en la respuesta estructural y reducción de daños, proponiéndose en el presente estudio la incorporación de disipadores de energía de tipo viscoso como medida de mitigación de la respuesta dinámica y reducción de las demandas de daño, esto demostrado en las figuras 112 y 113 de reforzamiento estructural.

5.2. Recomendaciones

1. Se recomienda la implementación de un sistema de reforzamiento estructural mediante la incorporación de disipadores de energía de tipo viscoso, con el objetivo de reducir significativamente las demandas de desplazamiento lateral y las distorsiones angulares de entrepiso obtenidas en los análisis no lineales. La inclusión de este sistema de control pasivo de la respuesta sísmica permitirá incrementar la capacidad de disipación de energía del sistema estructural, limitar la incursión en el rango inelástico de los elementos resistentes y mejorar sustancialmente el desempeño sísmico global de la edificación. En consecuencia, dicho reforzamiento facilitará en mejorar los objetivos de desempeño establecidos por el Comité Visión 2000, garantizando que la estructura alcance y mantenga un nivel de desempeño *Operacional* frente a los escenarios sísmicos considerados, contribuyendo así a la protección de la vida de los ocupantes y a la reducción del daño estructural.

5.3. Trabajos futuros

1. Evaluar la interacción sísmica entre las estructuras correspondientes a los bloques 04 y 05 de la Institución Educativa, considerando explícitamente el fenómeno de golpeteo estructural (*pounding*) durante eventos sísmicos, mediante análisis dinámicos no lineales que permitan cuantificar los efectos de impacto en las demandas de desplazamiento, fuerzas internas y niveles de daño.
2. Desarrollar estudios orientados al reforzamiento estructural de la edificación mediante la incorporación de diagonales metálicas, analizando su influencia en la rigidez lateral, el período fundamental de vibración y la redistribución de fuerzas internas, así como su impacto en el desempeño sísmico global de la estructura.
3. Analizar el comportamiento sísmico de la tabiquería y de los elementos no estructurales de la edificación frente a distintos niveles de amenaza sísmica, empleando análisis dinámicos no lineales para evaluar su contribución a la rigidez inicial, su degradación progresiva y su influencia en los mecanismos de daño y colapso.

Bibliografía

- Aceros Arequipa. (2023, febrero). Hoja técnica: Fierro corrugado ASTM A615 Grado 60 / NTP 341.031 Grado 420 [Ficha técnica].
- Aki, K., & Richards, P. G. (2002). *Quantitative Seismology* (2nd). University Science Books.
- American Concrete Institute. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19)*.
- American Society of Civil Engineers. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings: ASCE/SEI 41-17*. <https://doi.org/10.1061/9780784414859>
- Applied Technology Council. (2010). *Evaluation of the FEMA P-695 Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors* (inf. téc. N.º NIST GCR 10-917-5) (Technical Report). National Institute of Standards y Technology. Gaithersburg, MD.
- Arias, A. (1970). A Measure of Earthquake Intensity (R. J. Hansen, Ed.), 438-483.
- Bathe, K.-J. (1996). *Finite Element Procedures*. Prentice Hall.
- Bernardo Acuña, J. D., & Peña de la Cuba, M. F. (2009). *Efectos del peralte de las columnas en el comportamiento sísmico de los muros de albañilería confinada* [Tesis de pregrado]. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Boore, D. M. (2005). On Pads and Filters: Processing Strong-Motion Data. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 95(2), 745-750. <https://doi.org/10.1785/0120040098>
- Boore, D. M., & Bommer, J. J. (2005). Processing of Strong-Motion Accelerograms: Needs, Options and Consequences. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25(2), 93-115. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2004.10.007>
- Canchanya, A., & Cayetano, S. (2019). Más de 57 mil escolares de tres regiones fueron afectados por el último terremoto en Perú [Artículo de prensa digital]. <https://convoca.pe/agenda-propia/mas-de-57-mil-escolares-de-tres-regiones-fueron-afectados-por-el-ultimo-terremoto-en>
- Capcha, E. (2017, agosto). *Tipos de histéresis en elementos de concreto armado y su efecto en la respuesta estructural (Parte III)* [Recuperado de CEA Ingeniería Blog]. <https://ceaingenieria.blogspot.com/2017/08/tipos-de-histeresis-en-elementos-de-75.html>
- Centro de Observación para la Ingeniería Sísmica (CISMID). (2025). *Red Acerográfica del CISMID — REDACIS* [Consultado el 26 de agosto de 2025]. Consultado el 26 de agosto de 2025, desde <https://www.cismid.uni.edu.pe/ceois/redacis/red/>
- Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de estructuras*. Pearson Educación.

- Chopra, A. K. (2017). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering* (5th). Pearson.
- Cisneros Ayala, R. (2014). *Análisis y diseño sísmico por desempeño de la infraestructura de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil* [Tesis de pregrado]. Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga.
- Clough, R. W., & Penzien, J. (2003). *Dynamics of Structures* (3rd). Computers & Structures, Inc.
- Computers and Structures, Inc. (2025). *Hysteresis Types* [CSi Help Documentation. Consultado el 6 de octubre de 2025]. Consultado el 6 de octubre de 2025, desde https://docs.csiamerica.com/help-files/sap/Menus/Assign/Hysteresis_Types.htm
- Constantinou, M. C., & Taylor, D. P. (1995). Forced Vibration Management: Fluid Viscous Dampers, with Applications. *Earthquake Spectra*, 11(3), 493-512. <https://doi.org/10.1193/1.1585827>
- Díaz Tafur, A. I., & Polo Nontol, J. W. (2019). *Evaluación del nivel de desempeño sísmico del Colegio José Faustino Sánchez Carrión (GUE) de Trujillo aplicando el análisis dinámico incremental* [Tesis de pregrado]. Universidad Privada Antenor Orrego.
- Dowell, R. K., Seible, F., & Wilson, E. L. (1995). Pivot Hysteresis Model for Reinforced Concrete Members. *ACI Structural Journal*, 92(5), 555-565.
- [FEMA], F. (2018). *FEMA P-58-1: Seismic Performance Assessment of Buildings, Volume 1 — Methodology* (2nd, inf. téc.). Applied Technology Council. Redwood City, CA. <https://femap58.atcouncil.org/documents/fema-p-58/24-fema-p-58-volume-1-methodology-second-edition/file>
- Gonzales, G., Aguilar, A., & Huaco, G. (2020). Incremental Dynamic Analysis of a 60-Year-Old Hospital with Handmade Brick Masonry Walls. *18th LACCEI International Multi-Conference for Engineering, Education, and Technology*. <https://doi.org/10.18687/LACCEI2020.1.1.375>
- [IFRC], F. (2023). Terremotos de Turquía y Siria: La respuesta de la IFRC hasta la fecha. <https://www.ifrc.org/es/articulo/terremotos-turquia-y-siria-respuesta-ifrc-hasta-fecha>
- [IGP], I. (2024, octubre). Reporte sísmico: IGP/CENSIS/RS 2024-0089. <https://ultimosismo.igp.gob.pe/evento/2024-0089>
- Instituto Geofísico del Perú — Centro Sismológico Nacional (CENSIS). (2024). Mapas sísmicos [Recuperado de la plataforma Últimosismo del IGP]. <https://ultimosismo.igp.gob.pe/mapas-sismicos>
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall.
- Love, A. E. H. (1911). *Some Problems of Geodynamics*. Cambridge University Press.
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N., & Park, R. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete [American Society of Civil Engineers]. *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))

- Medina, C. (2015). Desempeño de secciones de hormigón armado a flexo-compresión mediante el análisis de la relación momento-curvatura. *Revista Politécnica*, 35. <https://doi.org/10.33333/rp.vol35n2.402>
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). Norma Técnica E.070: Albañilería [Aprobada mediante Decreto Supremo N° 30-2019-Vivienda]. <https://www.gob.pe/mvcs>
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2019). Norma Técnica E.030: Diseño Sismorresistente [Aprobada mediante Decreto Supremo N° 003-2016-Vivienda y modificada por D.S. N° 031-2019-Vivienda]. <https://www.gob.pe/mvcs>
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2020). Norma Técnica E.020: Cargas. <https://www.gob.pe/mvcs>
- Paredes Cruz, A. Y. (2022). *Evaluación del desempeño sísmico de una institución educativa empleando el análisis no lineal dinámico* [Tesis de pregrado]. Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo.
- Park, R., & Paulay, T. (1975). *Reinforced Concrete Structures*. John Wiley & Sons. <https://doi.org/10.1002/9780470172865>
- Paulay, T., & Priestley, M. J. N. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley & Sons. <https://doi.org/10.1002/9780470172841>
- Pecho Castillo, D. D., & Sibina Mego, C. A. (2020). *Determinación del desempeño sísmico del hospital Virgen de la Puerta del distrito de La Esperanza al aplicar el análisis dinámico incremental* [Tesis de pregrado]. Universidad Privada Antenor Orrego.
- Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., & Kowalsky, M. J. (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. IUSS Press.
- Red Geocientífica de Chile. (2019). Cómo interpretar un sismograma [Publicado en el blog RedGeoChile]. <https://redgeochile.blogspot.com/p/como-interpretar-un-sismograma.html>
- Reid, H. F. (1910). *The Mechanics of the Earthquake: The California Earthquake of April 18, 1906* (Vol. 2). Carnegie Institution of Washington.
- RPP Noticias. (2021). Ica: Noventa colegios afectados por el terremoto del 2007 no han sido reconstruidos [Artículo de prensa digital]. <https://rpp.pe/peru/ica/ica-noventa-colegios-afectados-por-el-terremoto-del-2007-no-han-sido-reconstruidos-noticia-1356355?ref=rpp>
- [SEAOC], S. (1995). *Conceptual Framework for Performance Based Seismic Engineering of Buildings* (inf. téc.). Structural Engineers Association of California. Sacramento, CA.
- [SENCICO], S. (s.f.). Portal del Programa de Protección Sísmica en Edificaciones (PPSH) [Consultado el 17 de mayo de 2026]. <http://ppsh.sencico.gob.pe/>
- Shahi, R., Lam, N. T. K., Gad, E. F., Saifullah, I., Wilson, J. L., & Watson, K. (2014). Choice of Intensity Measure in Incremental Dynamic Analysis. *Australian Earthquake Engineering Society 2014 Conference*.
- Shen, X., Li, B., Chen, Y. T., Tizani, W., & Jiang, Y. (2022). Relocating Plastic Hinges in Reinforced Concrete Beam-Column Joints by Mechanically Anchored Diagonal Bars. *Frontiers in Built Environment*, 8. <https://doi.org/10.3389/fbuil.2022.835823>

- Strutt, J. W. (1885). On Waves Propagated Along the Plane Surface of an Elastic Solid [Publicado bajo el nombre Lord Rayleigh]. *Proceedings of the London Mathematical Society*, *s1-17*(1), 4-11. <https://doi.org/10.1111/j.1365-246X.1885.tb06774.x>
- Takeda, T., Sozen, M. A., & Nielsen, N. N. (1970). Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes [American Society of Civil Engineers]. *Journal of the Structural Division*, *96*(12), 2557-2573.
- Trifunac, M. D., & Brady, A. G. (1975). A Study on the Duration of Strong Earthquake Ground Motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, *65*(3), 581-626.
- Ulcuango, D., & Haro, A. G. (2024). Evaluación del desempeño sísmico de un sistema dual de hormigón armado con diferentes niveles de irregularidad torsional. *Revista Politécnica*, *53*(1), 83-98.
- Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2002). Incremental Dynamic Analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *31*(3), 491-514. <https://doi.org/10.1002/eqe.141>
- Wegener, A. (1929). *The Origin of Continents and Oceans* (J. Biram, Trad.; 4.^a ed.). Methuen & Co.

Apéndice A

Matriz de consistencia

PROBLEMAS	OBJETIVOS	HIPOTESIS
¿Cuál es el desempeño sísmico del bloque 04 correspondiente a la infraestructura nueva de la Institución Educativa Emblemática General Córdova de la provincia de Vilcas Huamán al aplicar un análisis dinámico incremental?	Determinar el desempeño sísmico del bloque 04 correspondiente a la infraestructura nueva de la Institución Educativa Emblemática General Córdova de la provincia de Vilcas Huamán al aplicar un análisis dinámico incremental	El estudio determinará el nivel de desempeño sísmico del bloque 04 correspondiente a la infraestructura nueva de la Institución Educativa Emblemática General Córdova de la provincia de Vilcas Huamán al aplicar un análisis dinámico incremental el cual deberá encontrarse en el nivel de desempeño de seguridad de vida o daño moderado según lo establecido en la norma técnica peruana.
P1: ¿Cuáles son los desplazamientos inelásticos máximos del bloque 04 correspondiente a la infraestructura nueva de la Institución Educativa Emblemática General Córdova de la provincia de Vilcas Huamán al aplicar un análisis dinámico incremental? P2: ¿Cuáles son las curvas IDA del bloque 04 correspondiente a la infraestructura nueva de la Institución Educativa Emblemática General Córdova de la provincia de Vilcas Huamán al aplicar un análisis dinámico incremental? P3: ¿Cuál es la ductilidad y el índice de daño de los elementos estructurales del bloque 04 correspondiente a la infraestructura nueva de la Institución Educativa Emblemática General Córdova de la provincia de Vilcas Huamán al aplicar un análisis dinámico incremental?	O1: Calcular los desplazamientos inelásticos máximos del bloque 04 correspondiente a la infraestructura nueva de la Institución Educativa Emblemática General Córdova de la provincia de Vilcas Huamán al aplicar un análisis dinámico incremental O2: Determinar las curvas de capacidad (curvas IDA) del bloque 04 correspondiente a la infraestructura nueva de la Institución Educativa al aplicar un análisis dinámico incremental O3: Determinar la ductilidad y el índice de daño de los elementos estructurales del bloque 04 correspondiente a la infraestructura nueva de la Institución Educativa Emblemática General Córdova de la provincia de Vilcas Huamán al aplicar un análisis dinámico incremental	H1: El estudio determinará los desplazamientos inelásticos máximos del bloque 04 correspondiente a la infraestructura nueva de la Institución Educativa Emblemática General Córdova de la provincia de Vilcas Huamán al aplicar un análisis dinámico incremental mediante 07 pares de registros sísmicos conforme a la ubicación de la estructura. H2: El estudio determinará las curvas de capacidad (curvas IDA) del bloque 04 correspondiente a la infraestructura nueva de la Institución Educativa Emblemática General Córdova de la provincia de Vilcas Huamán al aplicar un análisis dinámico incremental mediante 07 pares de registros sísmicos conforme a la ubicación de la estructura. H3: El estudio determinará los la ductilidad y el índice de daño de los elementos estructurales del bloque 04 correspondiente a la infraestructura nueva de la Institución Educativa Emblemática General Córdova de la provincia de Vilcas Huamán al aplicar un análisis dinámico incremental mediante 07 pares de registros sísmicos conforme a la ubicación de la estructura.

Cuadro 47. *Matriz de Consistencia*

Apéndice B

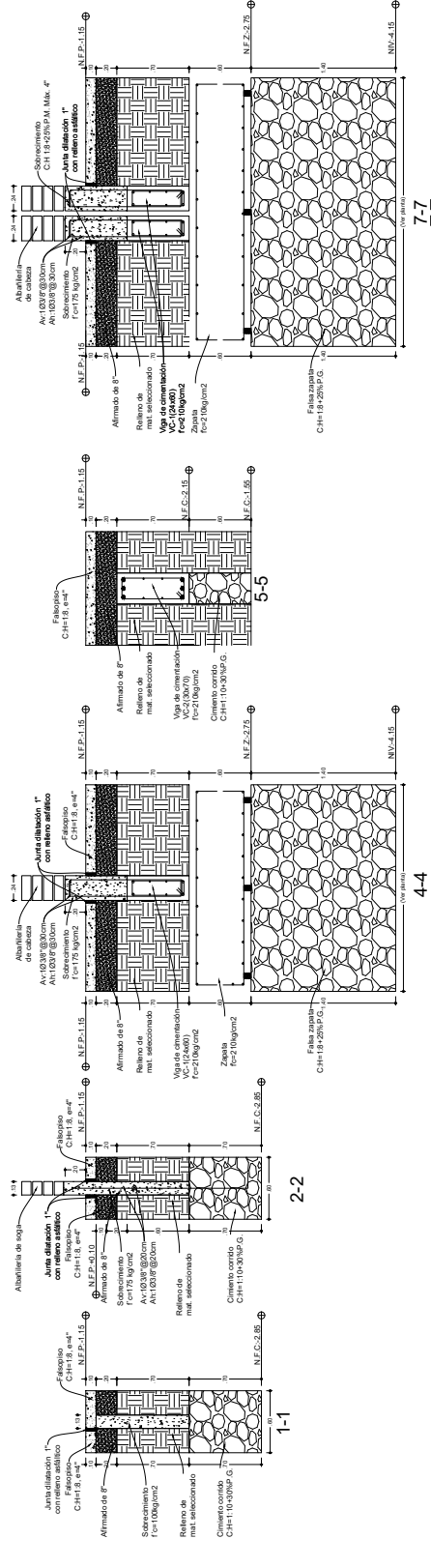
Planos estructurales

A continuación se incluyen los planos estructurales completos del proyecto:

CUADRO DE COLUMNAS
ESC. 1/25

B

DETALLE DE CIMENTOS
ESC. 1/25



DETALLE DE DOMADO DE ESTIBOS EN COLUMNAS Y VIGAS

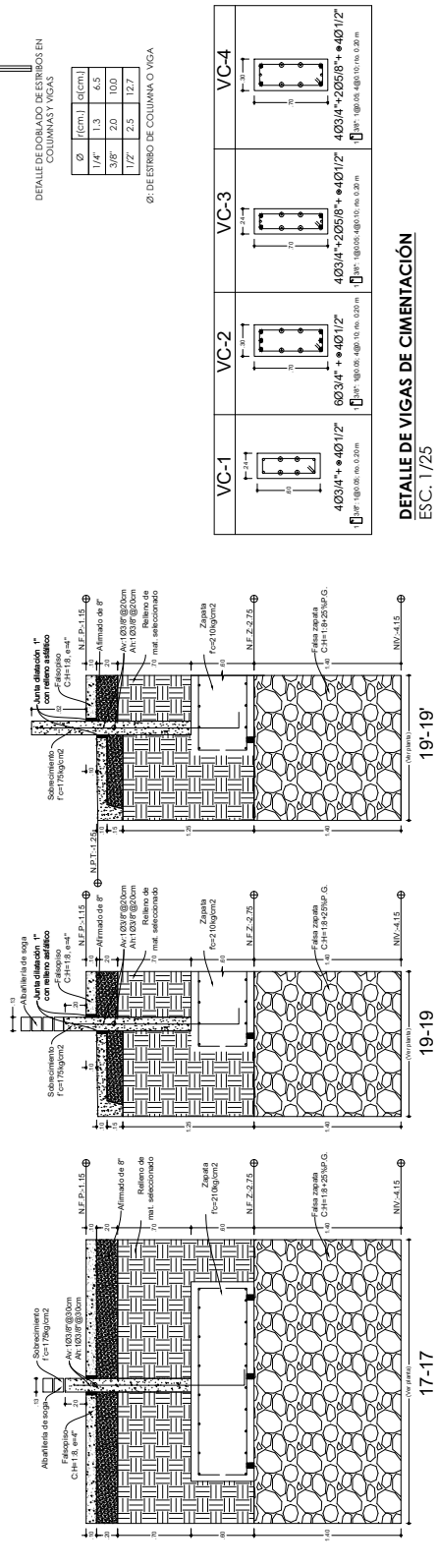
Ø	14"	13	6.5
le (cm)	1.3	2.0	0.0
le (cm)	1.3	2.0	0.0
le (cm)	1.3	2.0	0.0
le (cm)	1.3	2.0	0.0

- Clase A: Empuje en los 2/3 centenas y alternados una longitud.
- Clase B: Empuje en los 2/3 centenas y sin alternados una longitud.
- Clase C: Empuje en los 2/3 centenas y sin alternados una longitud.
- Clase D: Empuje en los 2/3 centenas y sin alternados una longitud.

NOTA:

- a) Se debe empujar en los 2/3 centenas de la altura del elemento.
- b) Empuje en los 50% del área total en una misma sección.
- c) En caso de no empujarse en las zonas especificadas, se debe empujar en las zonas especificadas, aumentando la longitud en un 70%.

16-16



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS
1. CEMENTO: Tipo 1	2. RESISTENCIA: 35 MPa
3. ACERO: 40 MPa	4. ACERO: 40 MPa
5. ACERO: 40 MPa	6. ACERO: 40 MPa
7. ACERO: 40 MPa	8. ACERO: 40 MPa
9. ACERO: 40 MPa	10. ACERO: 40 MPa
11. ACERO: 40 MPa	12. ACERO: 40 MPa
13. ACERO: 40 MPa	14. ACERO: 40 MPa
15. ACERO: 40 MPa	16. ACERO: 40 MPa
17. ACERO: 40 MPa	18. ACERO: 40 MPa
19. ACERO: 40 MPa	20. ACERO: 40 MPa
21. ACERO: 40 MPa	22. ACERO: 40 MPa
23. ACERO: 40 MPa	24. ACERO: 40 MPa
25. ACERO: 40 MPa	26. ACERO: 40 MPa
27. ACERO: 40 MPa	28. ACERO: 40 MPa
29. ACERO: 40 MPa	30. ACERO: 40 MPa
31. ACERO: 40 MPa	32. ACERO: 40 MPa
33. ACERO: 40 MPa	34. ACERO: 40 MPa
35. ACERO: 40 MPa	36. ACERO: 40 MPa
37. ACERO: 40 MPa	38. ACERO: 40 MPa
39. ACERO: 40 MPa	40. ACERO: 40 MPa
41. ACERO: 40 MPa	42. ACERO: 40 MPa
43. ACERO: 40 MPa	44. ACERO: 40 MPa
45. ACERO: 40 MPa	46. ACERO: 40 MPa
47. ACERO: 40 MPa	48. ACERO: 40 MPa
49. ACERO: 40 MPa	50. ACERO: 40 MPa
51. ACERO: 40 MPa	52. ACERO: 40 MPa
53. ACERO: 40 MPa	54. ACERO: 40 MPa
55. ACERO: 40 MPa	56. ACERO: 40 MPa
57. ACERO: 40 MPa	58. ACERO: 40 MPa
59. ACERO: 40 MPa	60. ACERO: 40 MPa
61. ACERO: 40 MPa	62. ACERO: 40 MPa
63. ACERO: 40 MPa	64. ACERO: 40 MPa
65. ACERO: 40 MPa	66. ACERO: 40 MPa
67. ACERO: 40 MPa	68. ACERO: 40 MPa
69. ACERO: 40 MPa	70. ACERO: 40 MPa
71. ACERO: 40 MPa	72. ACERO: 40 MPa
73. ACERO: 40 MPa	74. ACERO: 40 MPa
75. ACERO: 40 MPa	76. ACERO: 40 MPa
77. ACERO: 40 MPa	78. ACERO: 40 MPa
79. ACERO: 40 MPa	80. ACERO: 40 MPa
81. ACERO: 40 MPa	82. ACERO: 40 MPa
83. ACERO: 40 MPa	84. ACERO: 40 MPa
85. ACERO: 40 MPa	86. ACERO: 40 MPa
87. ACERO: 40 MPa	88. ACERO: 40 MPa
89. ACERO: 40 MPa	90. ACERO: 40 MPa
91. ACERO: 40 MPa	92. ACERO: 40 MPa
93. ACERO: 40 MPa	94. ACERO: 40 MPa
95. ACERO: 40 MPa	96. ACERO: 40 MPa
97. ACERO: 40 MPa	98. ACERO: 40 MPa
99. ACERO: 40 MPa	100. ACERO: 40 MPa

CUADRO DE COLUMNAS
ESC. 1/25

C1	C2	C3	C4
405/8"	803/4" + 605/8"	803/4" + 605/8"	803/4" + 605/8"
Ø 14" 1.3	Ø 14" 1.3	Ø 14" 1.3	Ø 14" 1.3
Ø 13" 1.3	Ø 13" 1.3	Ø 13" 1.3	Ø 13" 1.3
Ø 12" 1.3	Ø 12" 1.3	Ø 12" 1.3	Ø 12" 1.3
Ø 11" 1.3	Ø 11" 1.3	Ø 11" 1.3	Ø 11" 1.3
Ø 10" 1.3	Ø 10" 1.3	Ø 10" 1.3	Ø 10" 1.3
Ø 9" 1.3	Ø 9" 1.3	Ø 9" 1.3	Ø 9" 1.3
Ø 8" 1.3	Ø 8" 1.3	Ø 8" 1.3	Ø 8" 1.3
Ø 7" 1.3	Ø 7" 1.3	Ø 7" 1.3	Ø 7" 1.3
Ø 6" 1.3	Ø 6" 1.3	Ø 6" 1.3	Ø 6" 1.3
Ø 5" 1.3	Ø 5" 1.3	Ø 5" 1.3	Ø 5" 1.3
Ø 4" 1.3	Ø 4" 1.3	Ø 4" 1.3	Ø 4" 1.3
Ø 3" 1.3	Ø 3" 1.3	Ø 3" 1.3	Ø 3" 1.3
Ø 2" 1.3	Ø 2" 1.3	Ø 2" 1.3	Ø 2" 1.3
Ø 1" 1.3	Ø 1" 1.3	Ø 1" 1.3	Ø 1" 1.3
Ø 0" 1.3	Ø 0" 1.3	Ø 0" 1.3	Ø 0" 1.3

PROYECTO: "MEJORAMIENTO DEL SERVICIO EDUCATIVO DEL NIVEL SECUNDARIO DE LA I.E.P. GENERAL CORDOVA VECASIMAN - VECASIMAN - AYACUCHO"

ESTADISTICA: E.84-03

FECHA: 15/05/2018

PROYECTISTA: E.84-03

REVISOR: E.84-03

APROBADO: E.84-03

FECHA: 15/05/2018

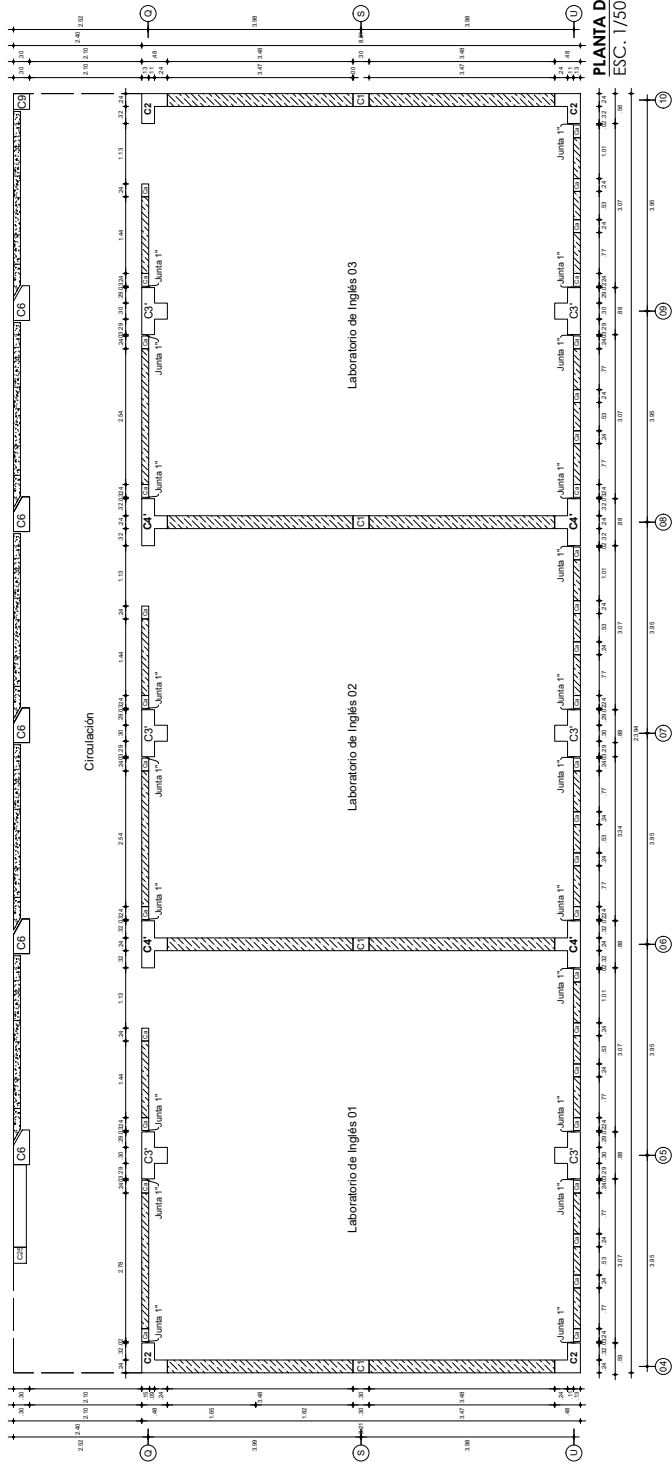
PROYECTISTA: E.84-03

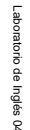
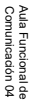
REVISOR: E.84-03

APROBADO: E.84-03

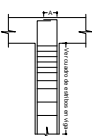
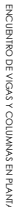
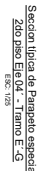
Ca	Ca2	Ca3	Ca4
 4038" 01 Estubo 6mm: 1484 no 15cm	 4038" 01 Estubo 6mm: 1484 no 15cm	 8038" 01 Estubo 6mm: 1484 no 15cm	 14038" 01 Estubo 6mm: 1484 no 15cm

Columnetas de amarre
ESC: 1/25





ESC. 1/50

ESC: 1/25ESC: 1/2

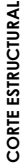
ESC: 1/25



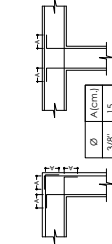
- **NOTA:**

Va1	Va2
203/8" 1/2" NPT 1/2" NPT 01 Elabores S de 6mm: Q&S no 20mm	203/8" 1/2" NPT 1/2" NPT 01 Elabores S de 6mm: Q&S no 20mm

ESC: 1/25



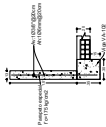
Ø	A[cm.]
3/8"	15
1/2"	20
5/8"	25
3/4"	30



Ø	A[cm.]
3/8"	15
1/2"	20
5/8"	25
3/4"	30

ESC: 1/25

Ca	Ca2	Ca3	Ca4
 24 43 4038" 01 Enlhos 6mm: 183, no 15cm	 21 43 4038" 01 Enlhos 6mm: 183, no 15cm	 45 80 8038" 01 Enlhos 6mm: 183, no 15cm	 44 140 14038" 01 Enlhos 6mm: 183, no 15cm



Ø	L1	
	Capa superior	Capa inferior
3/8"	.40	.55
1/2"	.40	.60
5/8"	.50	.70
3/4"	.65	.90

[illegible]

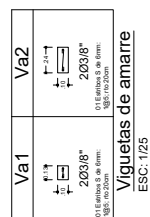
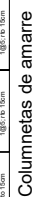
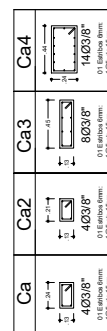
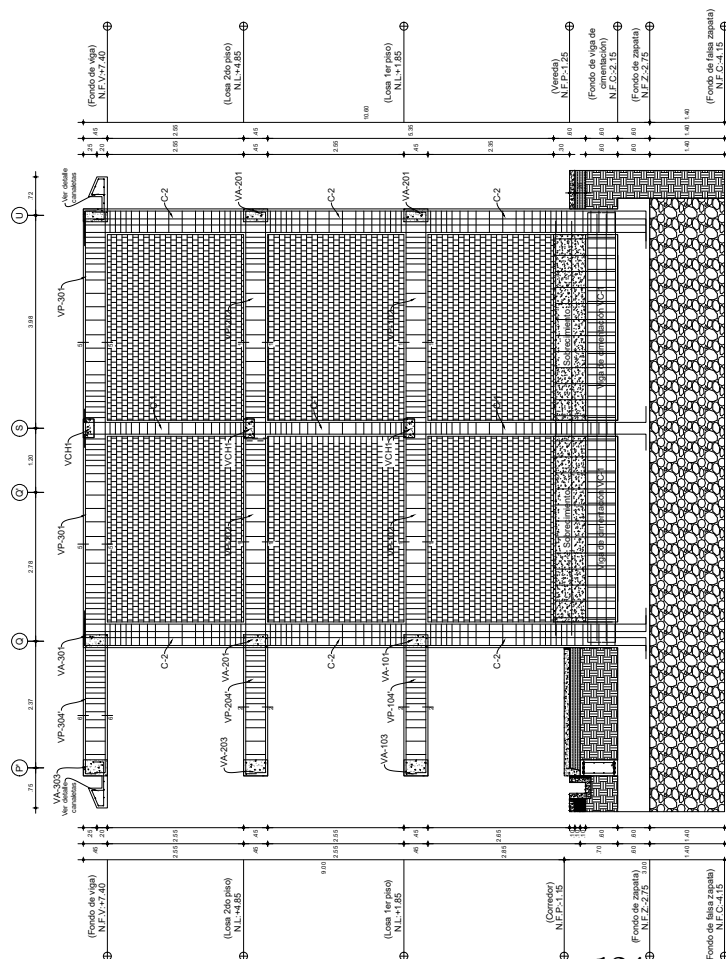
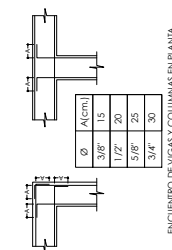
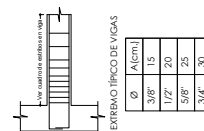
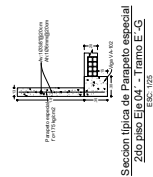
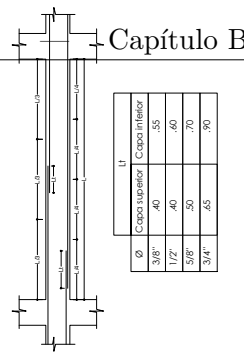
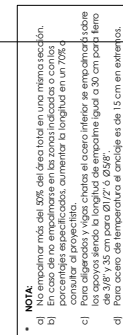
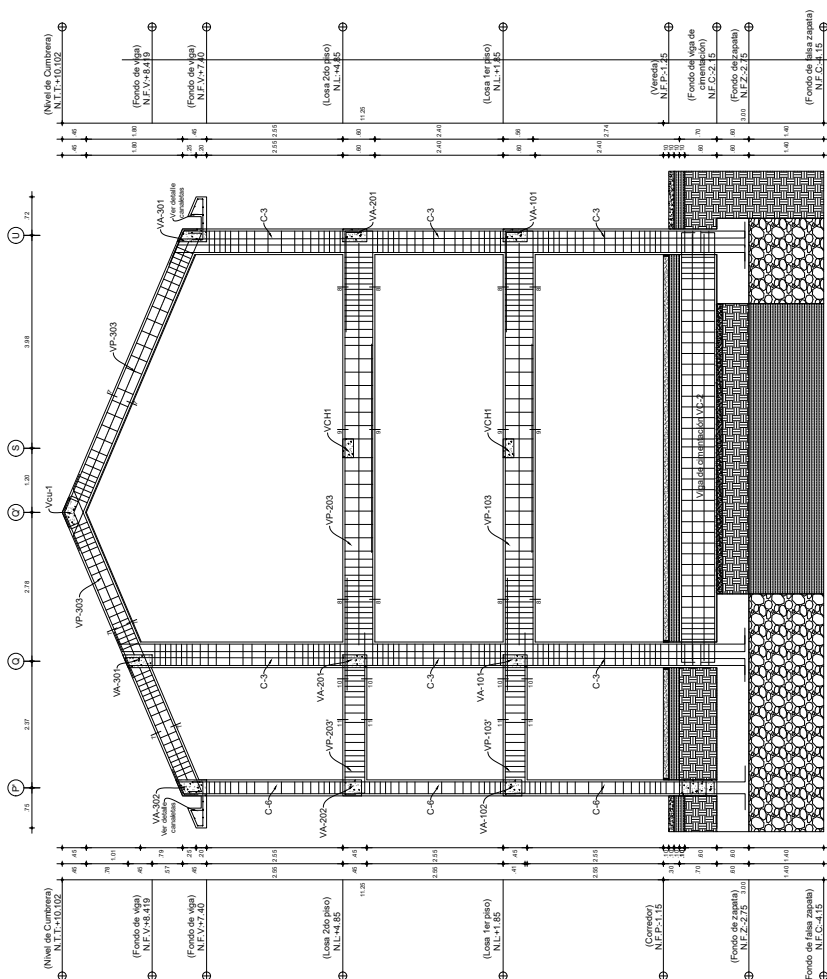
"MEMORANDO DEL SERVICIO EDUCATIVO DEL NIVEL SECUNDARIO DE LA I.E.P. GENERAL CORDOVA VICACHAMAN - VICACHAMAN - AYACUCHO"

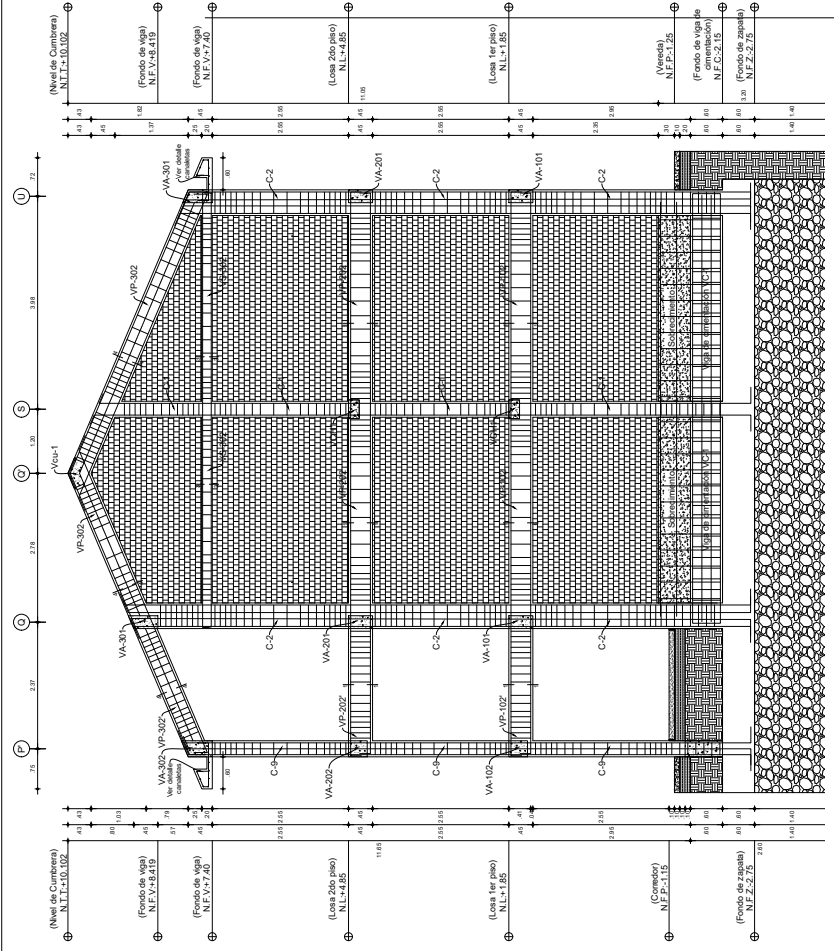
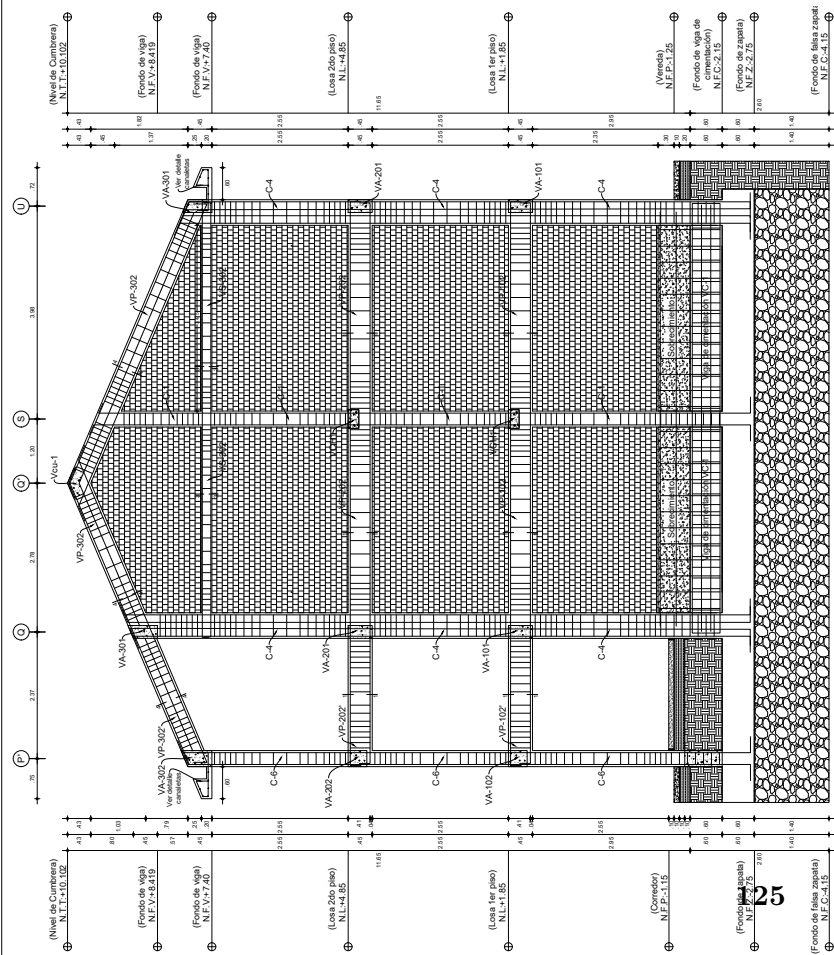
E.B4-07

ESTADO GENERAL	
ESTADO GENERAL	ESTRUCTURAS
PROYECTO	DETALLE ESTRUCTURAL - BLOQUE 4
PROYECTO	PROYECTO - AV. REMATA N° 18 - VICACHAMAN - VICACHAMAN - AYACUCHO
ART. PROYECTO	REQUISITOS PROY. C.E.P. 114-04
PROYECTO	PROYECTO TECNICO
PROY. E.I.	PROY. E.I.
PROY. E.I.	PROY. E.I.

INDICAR







DETALLE ESTRUCTURAL: EJE 6-6,8-8
ESC. 1/50

DETALLE ESTRUCTURAL: EJE 10-10
ESC. 1/50

CUADRO DE COLUMNAS
ESC. 1/25

VS-302(inf)	3-3	 24 20 403.8"	
VS-302(sup)	4-4	 24 20 601.2"	

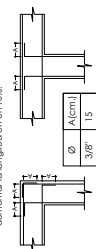
	Clase A	Clase B	Clase C
Ø	le [cm.]	le [cm.]	le [cm.]
3/8"	30	39	51
1/2"	40	52	68
5/8"	55	72	94
3/4"	70	91	119

- **Clase A:** Empalme en los 2/3 centrales y alternados una longitud ld.
- **Clase B:** Empalme en los 2/3 centrales y sin alternar más del 50% del área total.
- **Clase C:** Empalme inferior [zona no indicada] y sin alternar.

107A:

NOTA: Se debe empalmar en los 2/3 centrales de la altura del elemento.

- a) No empalmar más del 50% del área total en una misma sección.
- b) En caso de no empalmarse en las zonas indicadas o con las porcentajes especificados, aumentar la longitud en un 20%.
- c)

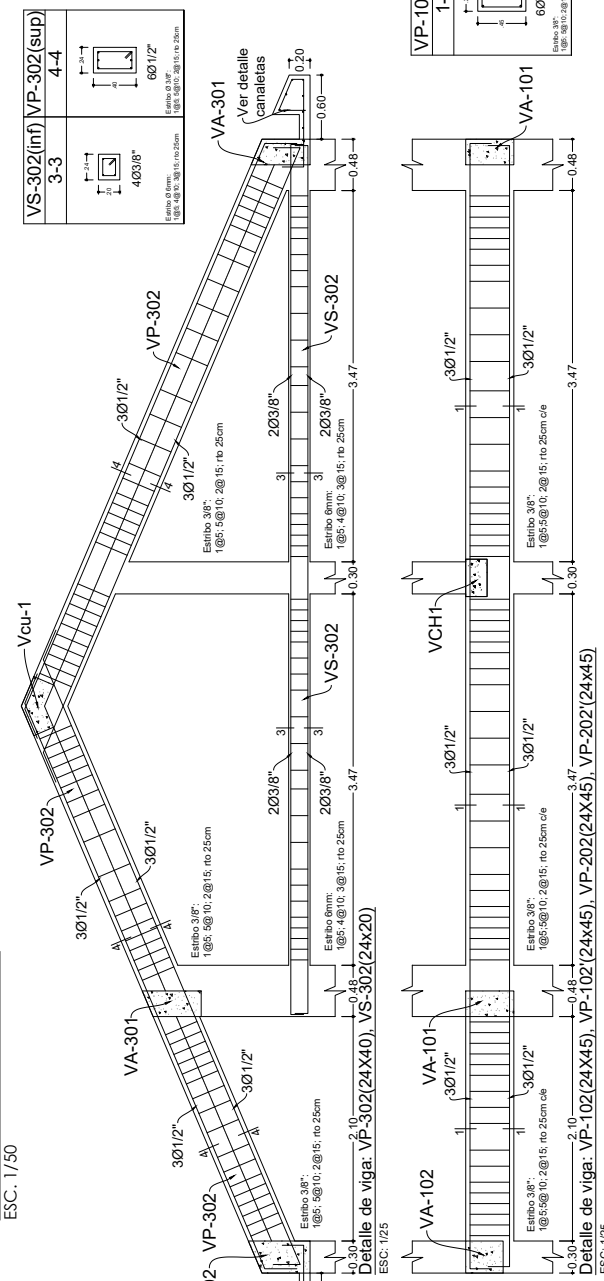
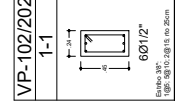
[illegible]

INSTRUMENTO DE VERGAS Y COLUMNAS EN DIAGONAL



Ø	A(cm.)
3/8"	15
1/2"	20
5/8"	25
3/4"	30

三



Details

FIG. 4/2E

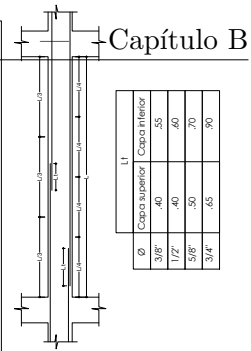
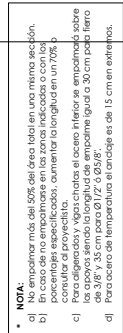
Capítulo B

PROYECTO:

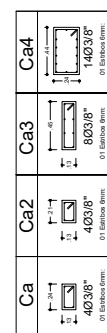
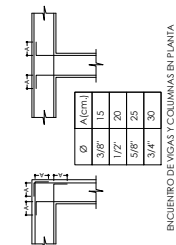
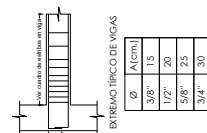
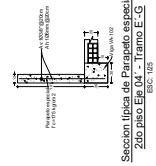
"CONDOMINIO DEL CARRIZO EDUCATIVO DEL NUESTRO ESTADISMO DE LA LEY GENERAL DEL VECINO SUMAMANI, "VECA SUMAMANI" AVACUCHO"

E 84-09

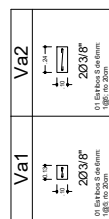
FECHA DE EMISIÓN	FECHA DE RECEPCIÓN	FECHA DE PAGAMENTO	FECHA DE CANCELACIÓN	ESTRUCTURAS
15/05/2018	15/05/2018	15/05/2018	15/05/2018	DETALLE ESTRUCTURAL - INDIQUE 4
15/05/2018	15/05/2018	15/05/2018	15/05/2018	PROYECTO: AV. AMARILLA N° 128 "VECA SUMAMANI" "VECA SUMAMANI" AVACUCHO
15/05/2018	15/05/2018	15/05/2018	15/05/2018	PROYECTANTES: C/TA 11144
15/05/2018	15/05/2018	15/05/2018	15/05/2018	ESPECIFICACION: EQUIPO TECNICO
15/05/2018	15/05/2018	15/05/2018	15/05/2018	PROYECTO: E.S.
15/05/2018	15/05/2018	15/05/2018	15/05/2018	PROYECTO: 2018
15/05/2018	15/05/2018	15/05/2018	15/05/2018	PROYECTO: INDICADA



L1	
Ø	Capa superior Capa inferior
3/8"	.40 .55
1/2"	.40 .60
5/8"	.50 .70
3/4"	.65 .90



Columnetas de amarre
ESC: 1/25

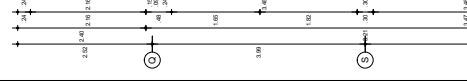


200m 100m: no zoom

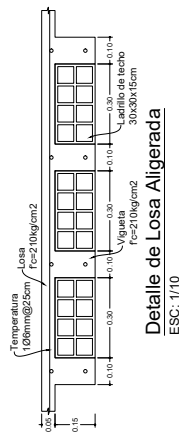
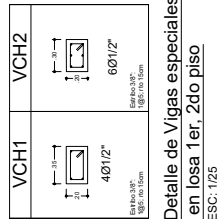
Viguetas de amarre

ESC: 1/25

127



The diagram shows three horizontal lines representing the three phases of a power system. The top line has a fault symbol (a circle with a cross) and is labeled 'a' on the left and 'b' on the right. The middle line has a fault symbol and is labeled 'b' on the left and 'c' on the right. The bottom line is labeled 'c' on the left and 'a' on the right. A vertical line connects the middle phase line to a circle containing the letter 'F', representing a fault.

— Capítulo B

Detalle de Vigas especiales en losa a dos aguas
ESC: 1/25

128

*** NOTA:**

- No empinar más del 30% del área total en una misma sección.
- En caso de no empinarse en las zonas indicadas o con las condiciones de empuje, aumentar la longitud en un 70% a considerar en proyección.
- Para aligerados y vigas chostas el acero inferior se empinará sobre los apoyos siendo la longitud de empinar igual a 30 cm para tener el acero de temperatura y el ciclo es de 15 cm en extremos.
- Para acero de temperatura el ciclo es de 15 cm en extremos.

ρ	Capa superior	Capa inferior
3/8"	40	55
1/2"	40	60
5/8"	50	70
3/4"	65	90

Technical drawing showing a cross-section of a reinforced concrete beam with dimensions: 600/12" (width), 1200/12" (height), and 1200/12" (depth). The drawing includes reinforcement details and a table of reinforcement ratios (ρ) and corresponding dimensions (L).



[illegible]

	
COMANDO EN JEFE DEL SERVICIO EDUCATIVO DEL NIVEL SECUNDARIO DE LA PROVINCIA DE GUANTANAMO	
SECRETARIA DE INSTRUCCION - ASESORADO	
DEPARTAMENTO DE VISAS - BLOQUE 4	
SECRETARIA "AV. PRIMARIA N° 138" - GUANTANAMO	
AV. DEL COMERCIO	
IDENTIFICACION:	RESOLUCION DE CUBA C-17 / 10-144
GRUPO:	GRUPO TECNICO
FECHA:	FECHA:
EL:	FECHA:

[illegible]

Apéndice C

Filtrado y corrección por línea base de los registros sísmicos

Como se ha mencionado en el desarrollo de la tesis, los registros sísmicos requieren ser sometidos a procesos de filtrado y corrección por línea base con el fin de minimizar errores en los análisis y en el cálculo de la respuesta estructural. Para este propósito se empleó el software **SeismoSignal**, mediante el cual se ejecutó el procedimiento de procesamiento de señales que se describe a continuación.

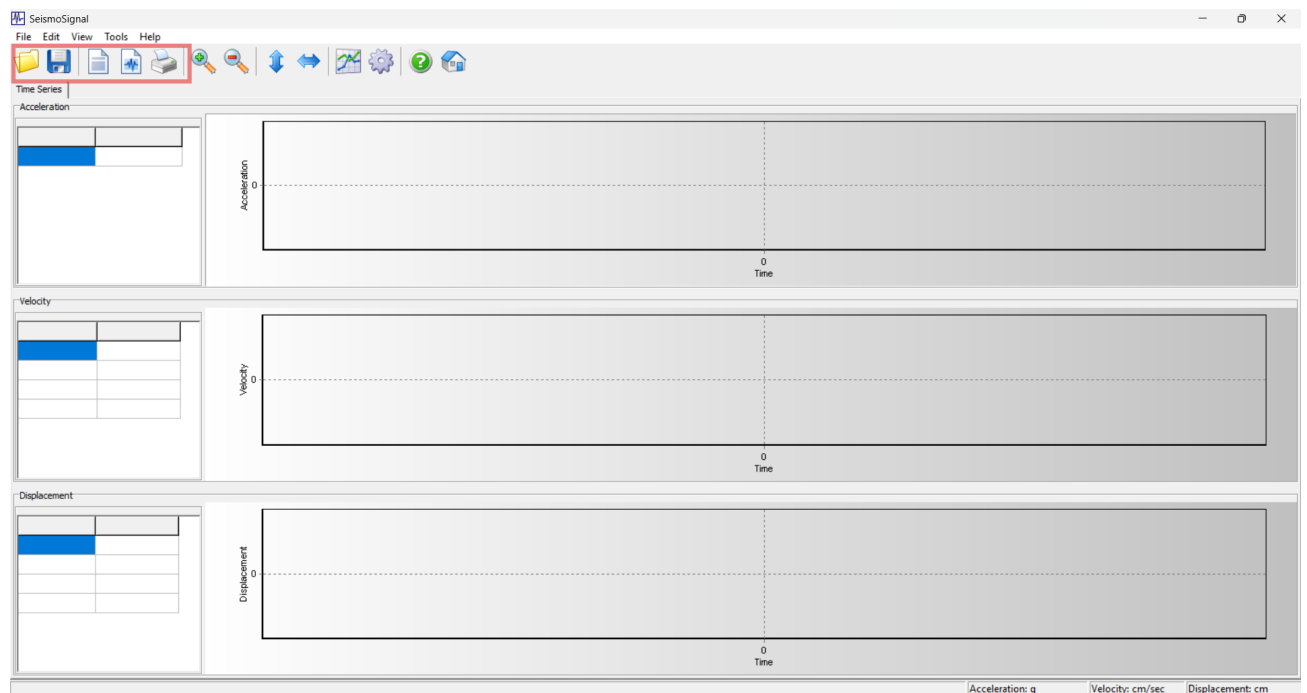


Figura 114. *Interfaz del software al iniciar el proceso de corrección y filtrado por línea base.*

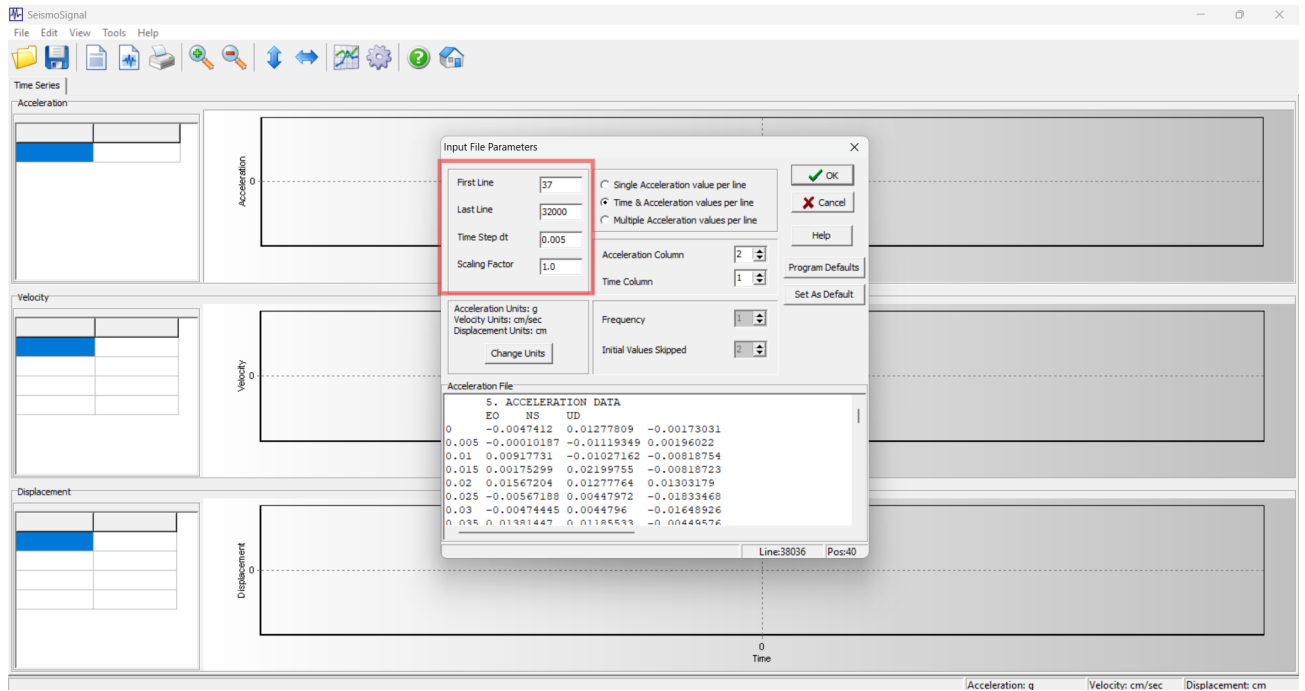


Figura 115. Configuración de los parámetros del registro sísmico para su carga, incluyendo el intervalo de tiempo de muestreo.

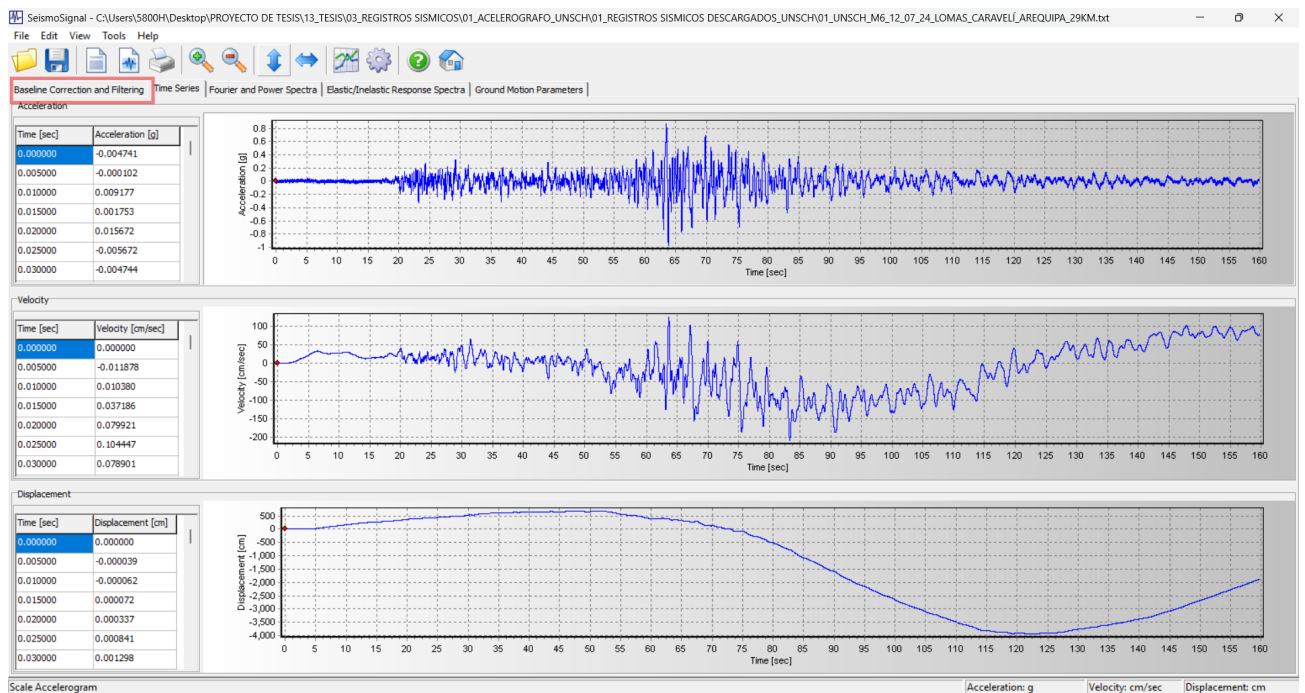


Figura 116. Registro sísmico cargado con presencia de errores iniciales y visualización de la pestaña destinada a la configuración de la corrección por línea base.

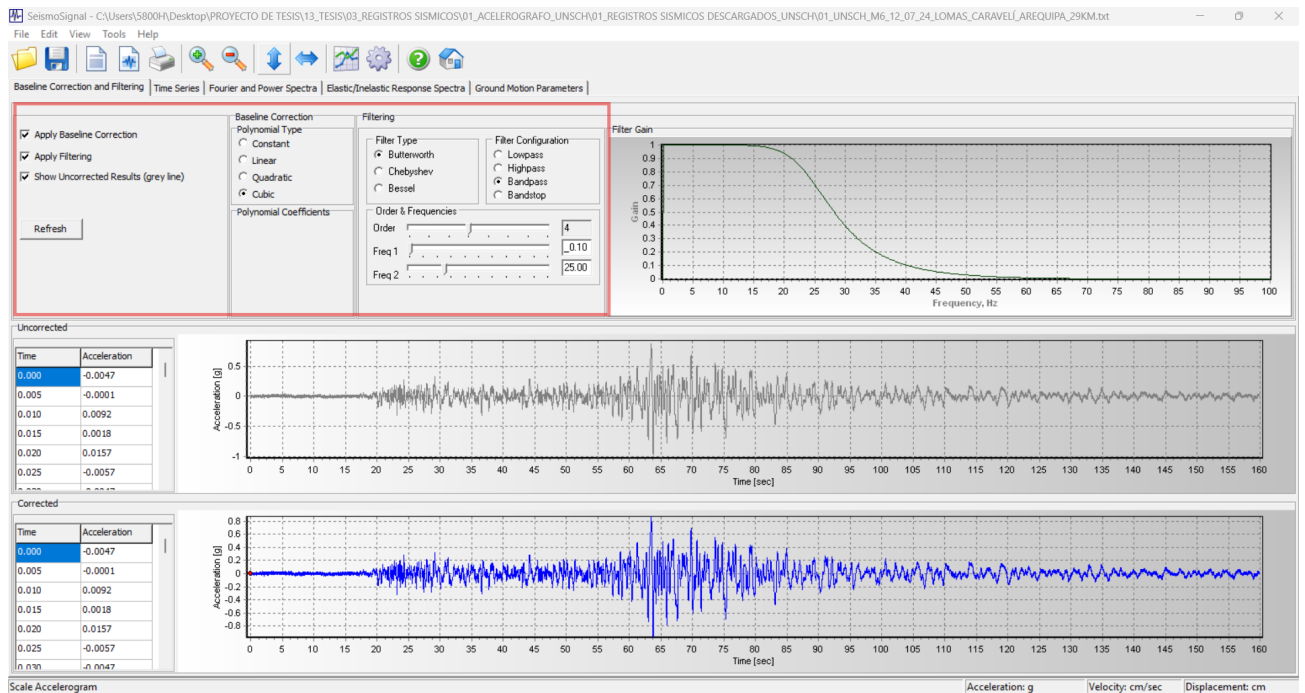


Figura 117. Opciones y parámetros configurados para la corrección del registro sísmico mediante filtrado y ajuste de línea base.

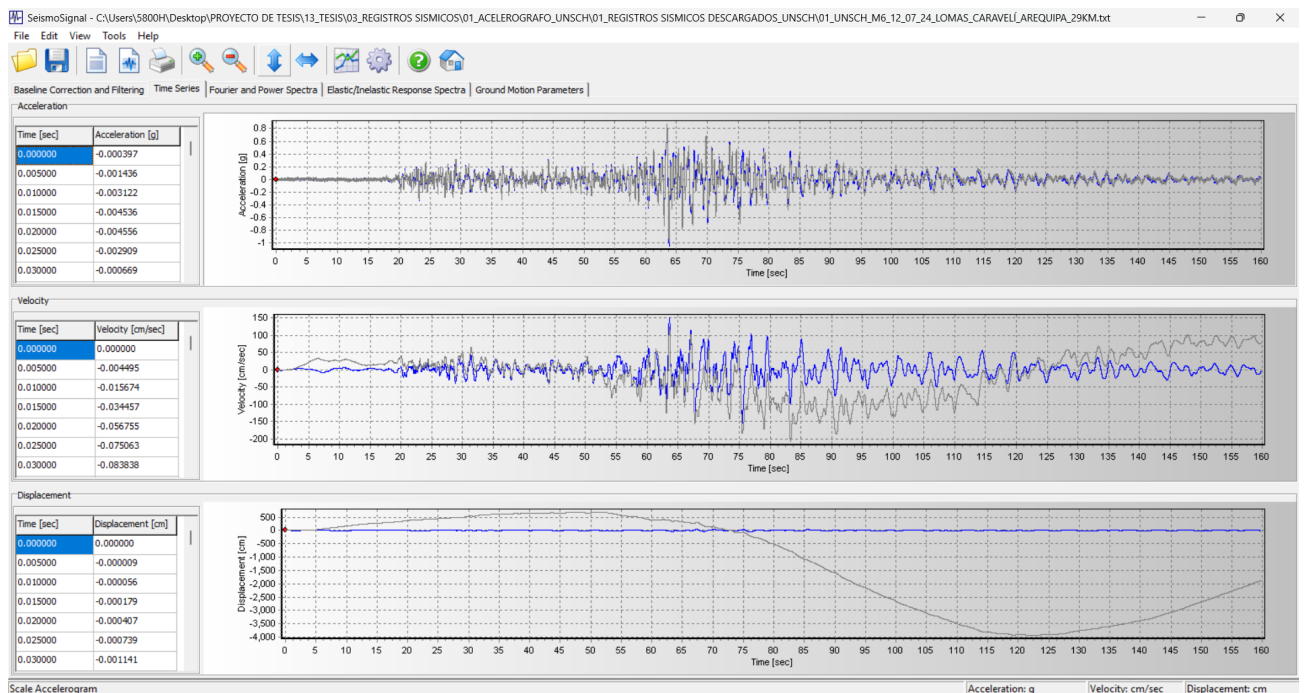


Figura 118. Resultado del proceso de corrección: registro sísmico ajustado en color azul y registro original en color gris para fines comparativos.

Apéndice D

Escalado de los registros a cada uno de los niveles de Intensidad

Para el escalamiento de los registros sísmicos seleccionados en cada nivel de intensidad se emplea el software **SeismoMatch**, aplicando el procedimiento que se describe a continuación para asegurar la compatibilidad espectral y la consistencia de los resultados obtenidos; Cabe señalar que los registros sísmicos debieron ser filtrados y corregidos.

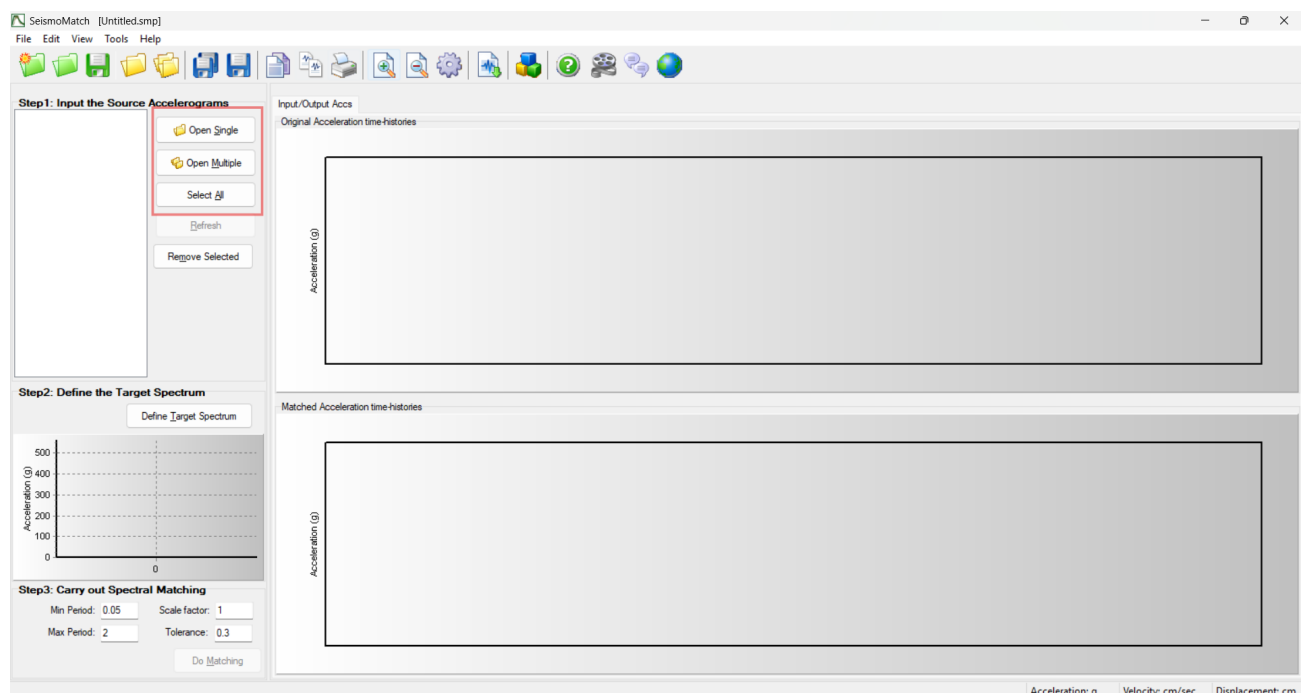


Figura 119. Interfaz inicial del software SeismoMatch al iniciar el programa.

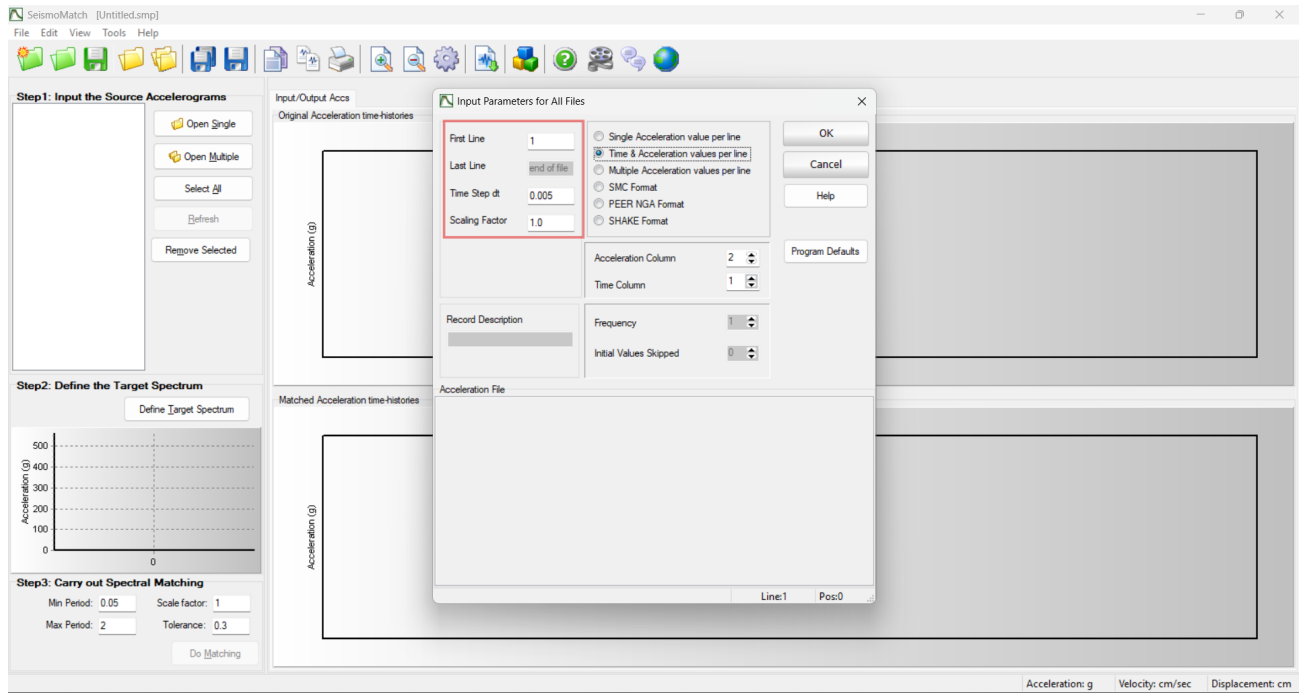


Figura 120. Configuración de parámetros iniciales: tamaño de paso y línea de inicio de datos para la selección múltiple de registros sísmicos.

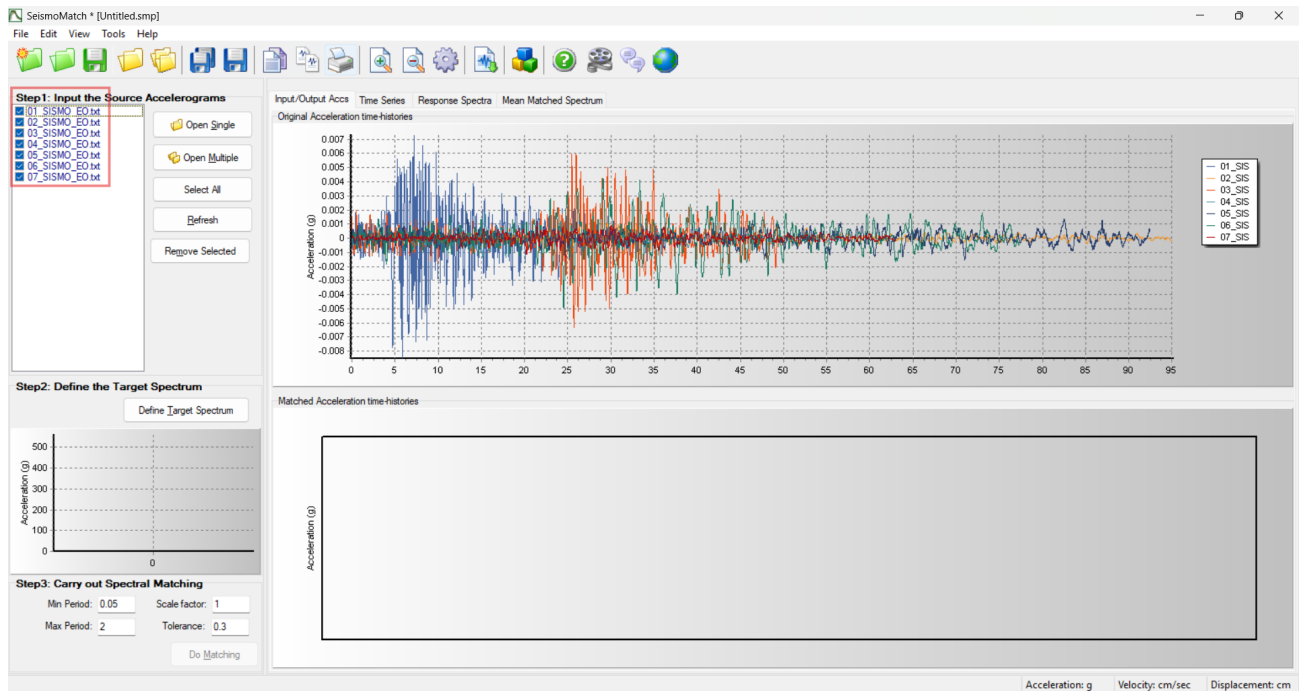


Figura 121. Selección de registros sísmicos correspondientes a la dirección Este–Oeste (EO).

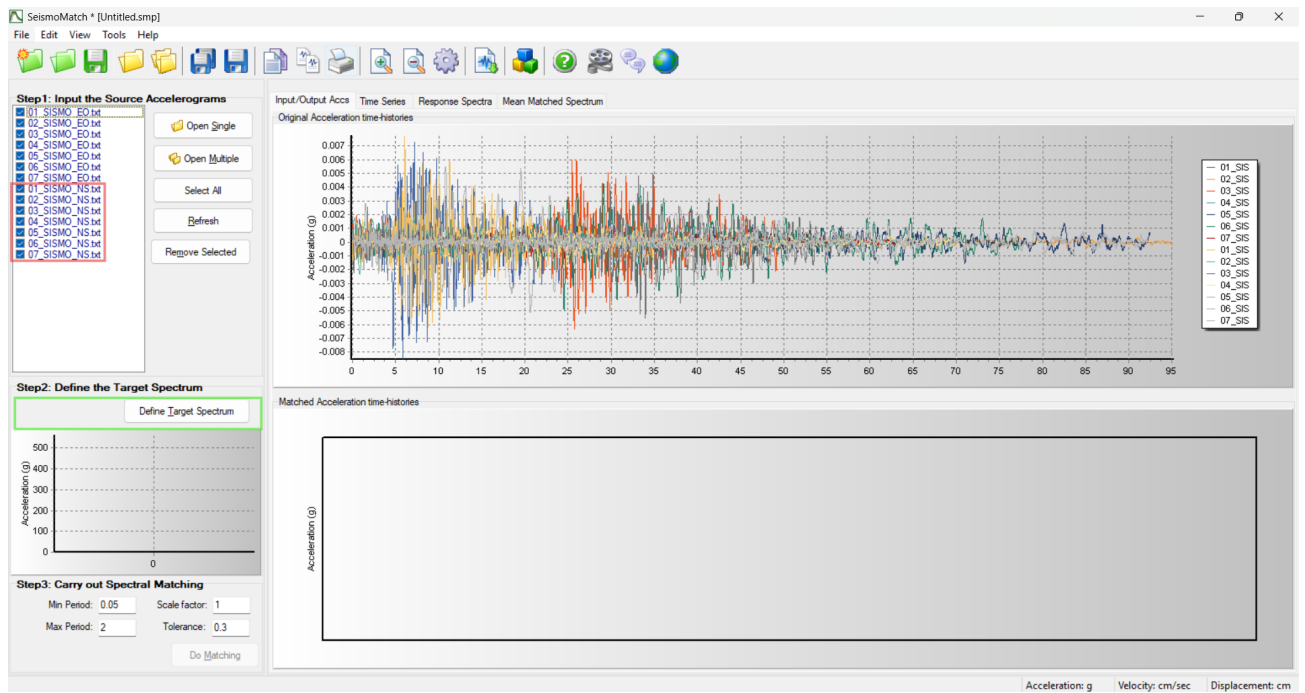


Figura 122. Selección de registros sísmicos correspondientes a la dirección Norte-Sur (NS).

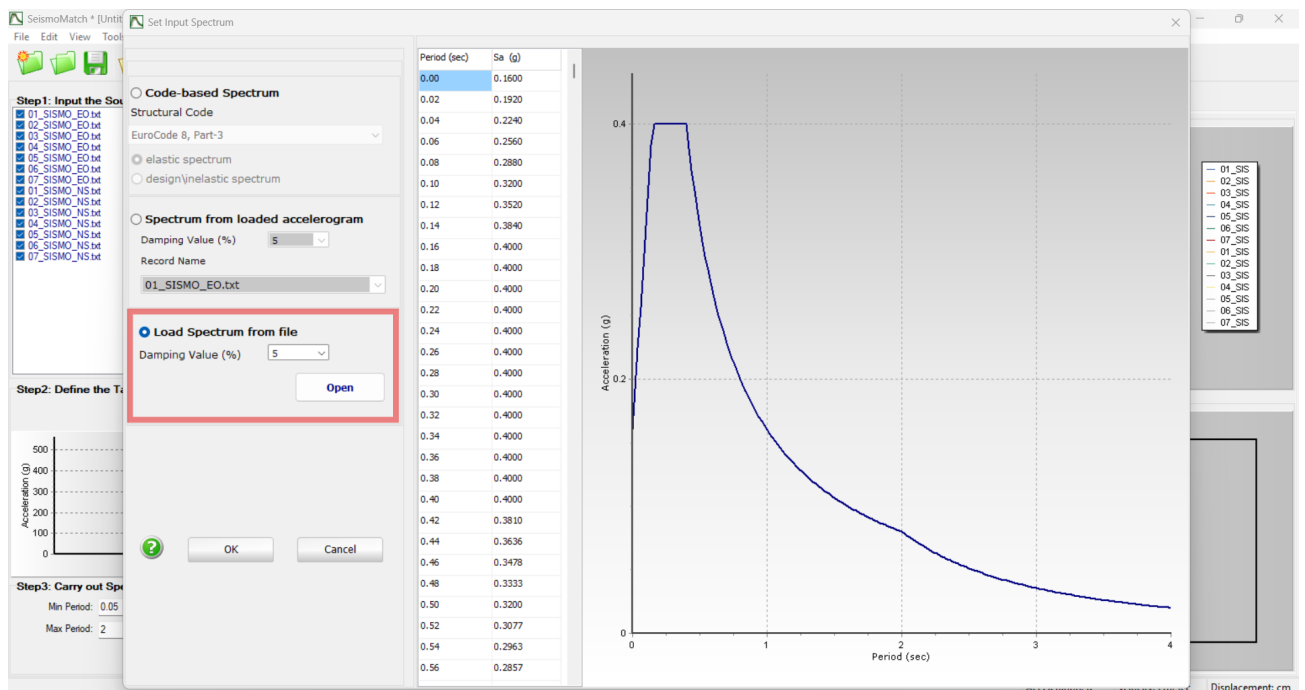


Figura 123. Selección del espectro objetivo para el proceso de escalamiento.

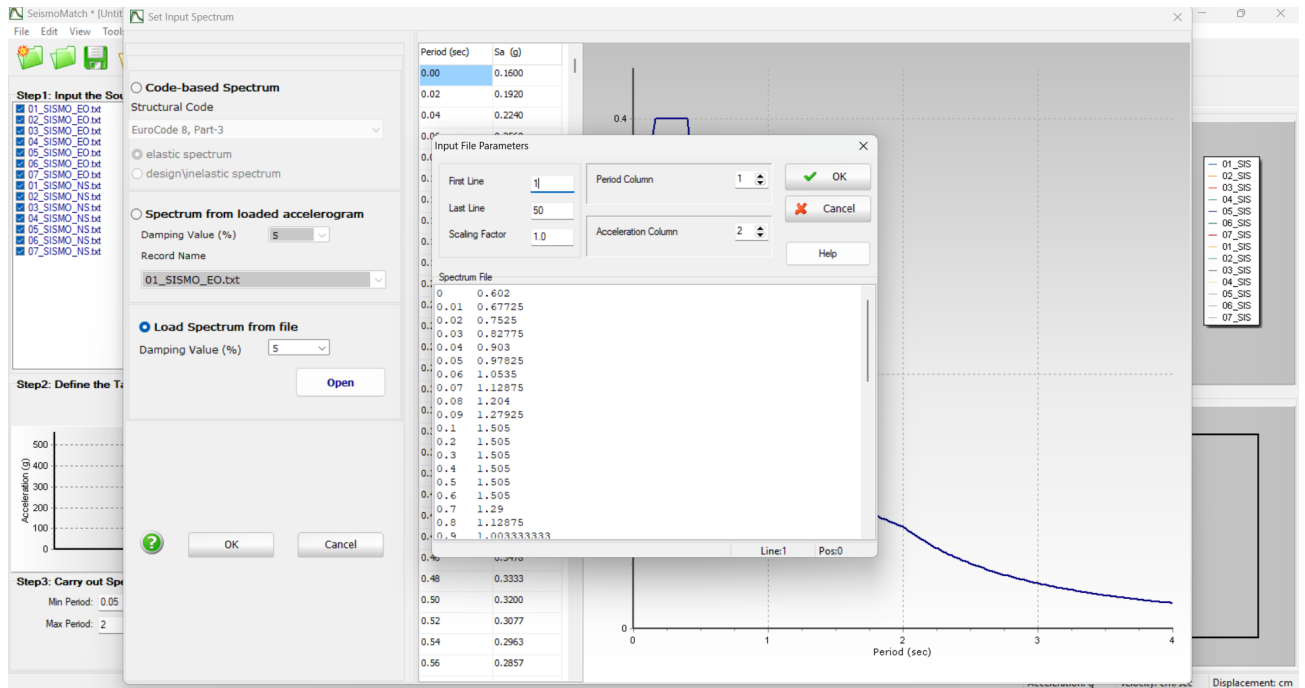


Figura 124. Configuración de parámetros del espectro: tamaño de paso y línea de inicio de datos.

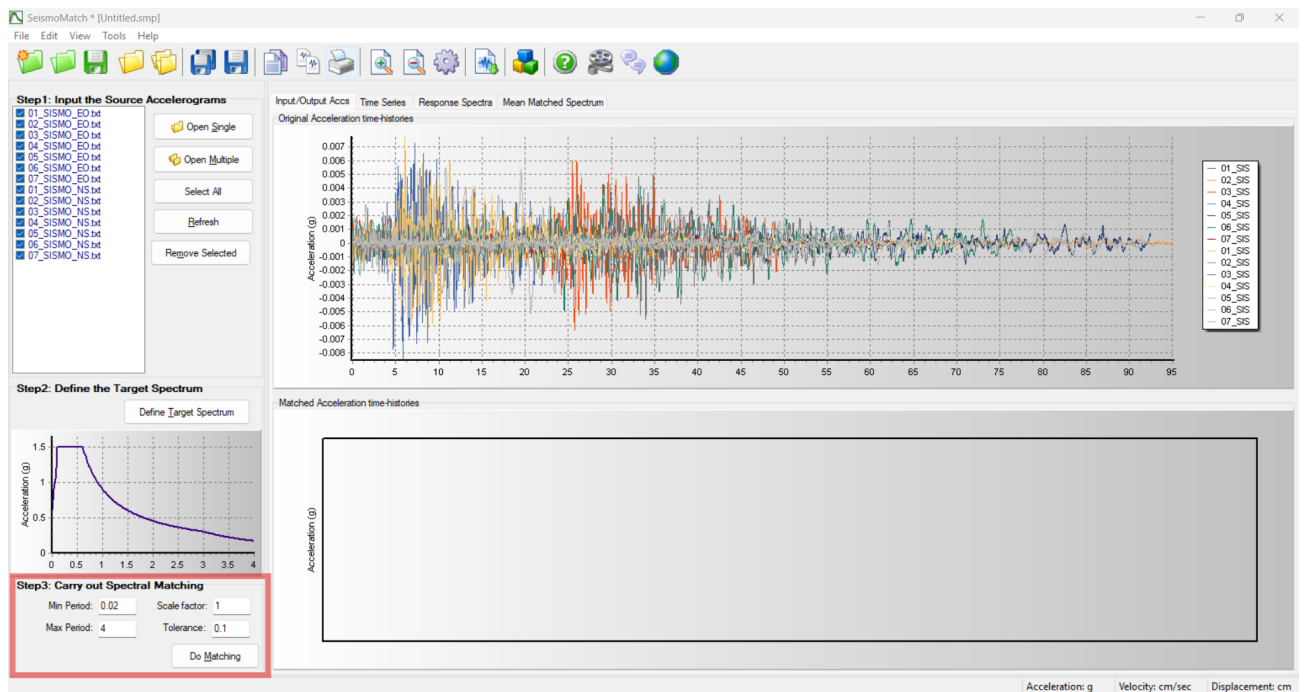


Figura 125. Definición de parámetros de calibración y rango de periodos considerado (0.02 s a 4 s).

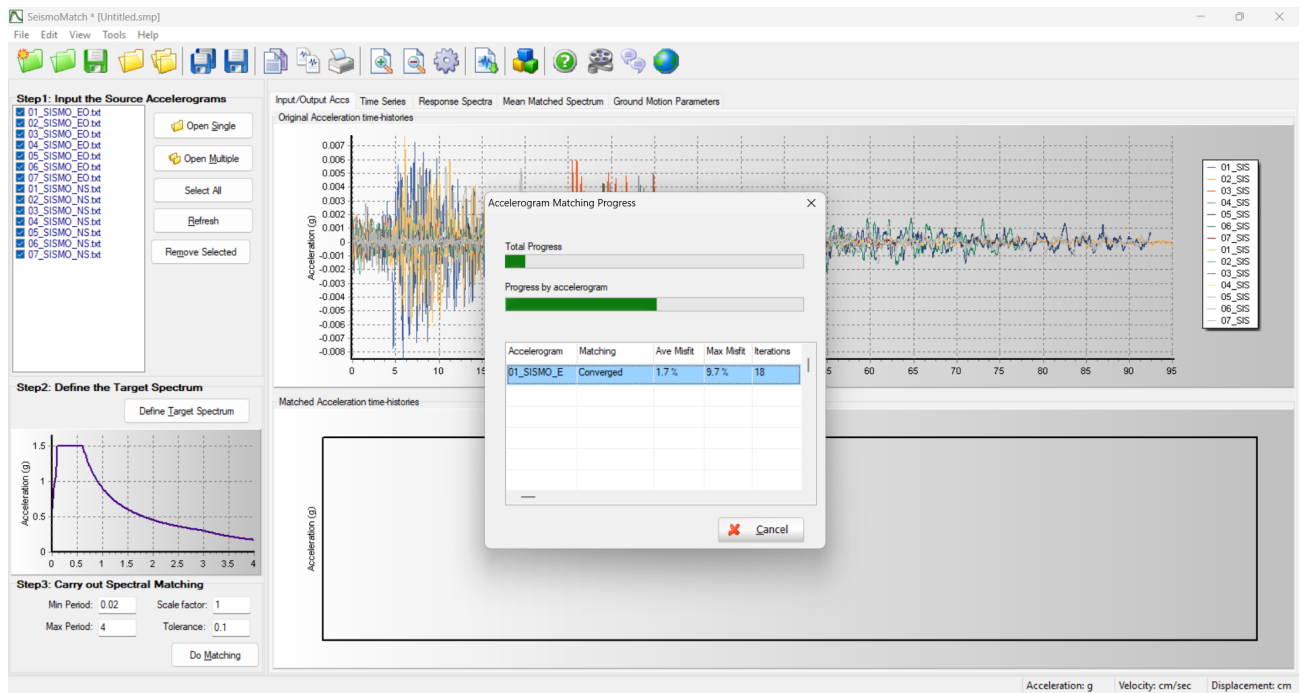


Figura 126. Vista del proceso de escalamiento de los registros sísmicos ejecutado por el software.

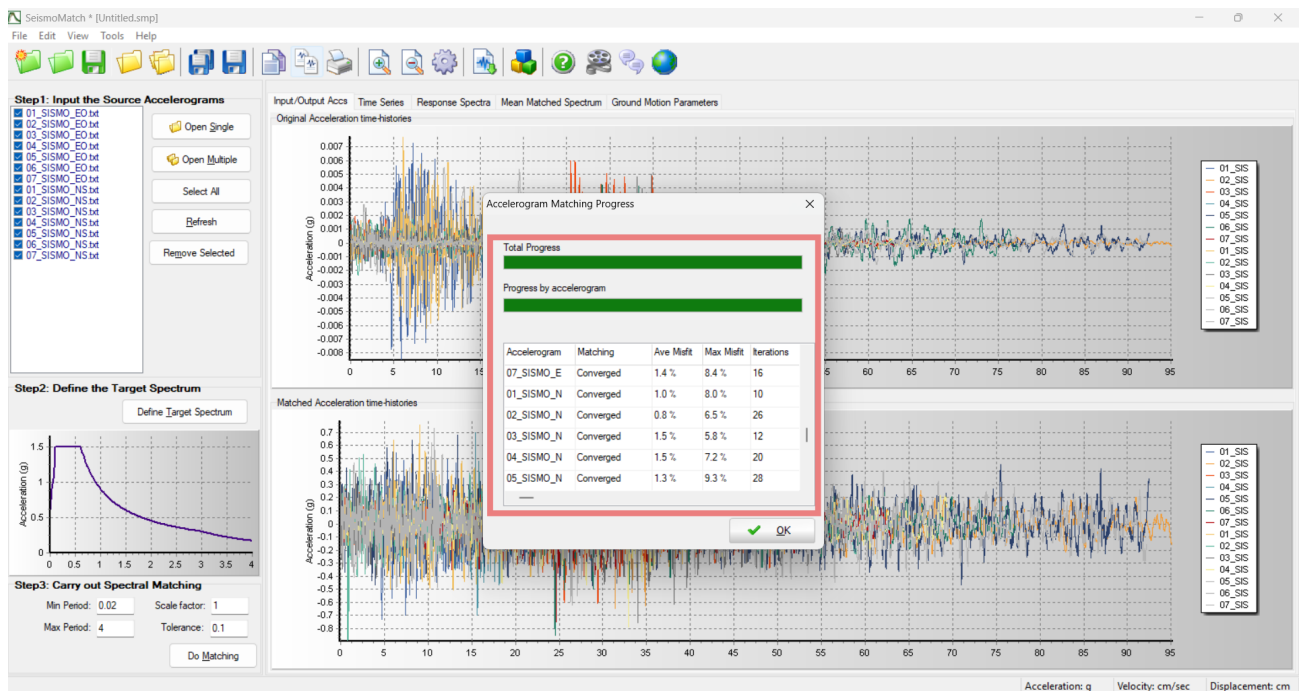


Figura 127. Vista del programa donde se verifica que los registros sísmicos han sido escalados y han alcanzado la convergencia durante el proceso de ajuste espectral.

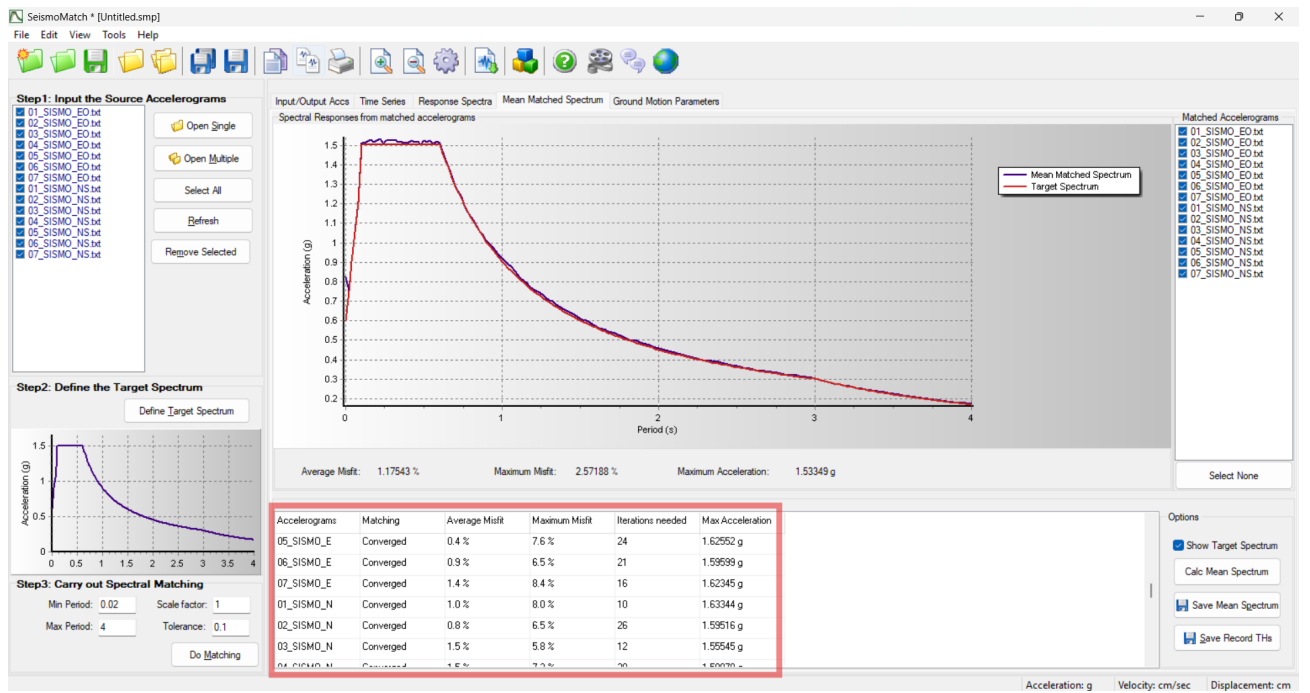


Figura 128. Espectros de aceleración de los registros sísmicos adecuadamente escalados y ajustados al espectro elástico objetivo correspondiente.

**UNSCH****FACULTAD DE
INGENIERÍA**
DE MINAS, GEOLOGÍA Y CIVIL

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS N° 34-2026-FIMGC

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

En la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, en la ciudad de Ayacucho, en cumplimiento a la **Resolución Decanal No 162-2026-FIMGC-D**, a los **once días del mes de junio de 2026**, siendo las **10:26 a.m.**, reunidos en el **Auditorio del Colegio de Ingenieros - Ayacucho**, bajo la presidencia del **MSc. José Ernesto ESTRADA CARDENAS**, y los miembros: **Ing. Saul Walter RETAMOZO FERNANDEZ** y **Ing. Rolando CISNEROS AYALA**, actuando como secretario docente el **Ing. Daniel FERRUA CARRION**, para proceder a la sustentación de tesis para optar el **Título Profesional de Ingeniero Civil**, del Bachiller en Ciencias de la Ingeniería Civil:

RAFAEL TABOADA TABOADA

Quien presentó la tesis denominada:

"Evaluación del desempeño sísmico del bloque 04 del colegio emblemático General Córdova de Vilcas Huamán basado en un análisis dinámico incremental"

Los señores miembros del jurado luego de expuesta la tesis y absueltas las preguntas, deliberaron y declararon:

Aprobado con 16 (dieciseis)

Siendo las **11:25 a.m.** del día **11 de junio del 2026**, culmina el acto de sustentación de tesis, y en conformidad de lo actuado los miembros del jurado firmamos al pie del presente.

MSc. José Ernesto ESTRADA CARDENAS
Presidente

Ing. Rolando CISNEROS AYALA
Miembro

Ing. Saul Walter RETAMOZO FERNANDEZ
Miembro - Asesor

Ing. Daniel FERRUA CARRION
Secretario docente de la FIMGC

FACULTAD DE INGENIERÍA
DE MINAS Y CIVIL
Av. Independencia S/N
Ciudad Universitaria
Central Tel. 066 312510
Anexo 151



CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD DE TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

CONSTANCIA N° 18-2026-FIMGC/ASIH

El que suscribe; responsable verificador de originalidad de trabajos de tesis de pregrado con el software Turnitin, de la Escuela Profesional de **Ingeniería Civil** de la **Facultad de Ingeniería de Minas, Geología y Civil**; en cumplimiento a la **Resolución de Consejo Universitario N° 039-2021-UNSH-CU**, Reglamento de Originalidad de Trabajos de Investigación de la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga y **Resolución Decanal N° 697-2024-FIMGC-UNSH-D**, dejo constancia de originalidad de trabajo de investigación, que el/la Sr./Srta.

Apellidos y Nombres : Rafael TABOADA TABOADA
Escuela Profesional : INGENIERÍA CIVIL
Título de la Tesis : "Evaluación del desempeño sísmico del bloque 04 del colegio emblemático General Córdova de Vilcas Huamán basado en un análisis dinámico incremental"
Evaluación de la Originalidad : 16 % Índice de Similitud
Identificador de la entrega : 2994763716

Por tanto, según los Artículos 12, 13 y 17 del Reglamento de Originalidad de Trabajos de Investigación, es **PROCEDENTE** otorgar la **Constancia de Originalidad** para los fines que crea conveniente.

En señal de conformidad y verificación se firma la presente constancia

Ayacucho, 07 de julio del 2026



UNIVERSIDAD NACIONAL DE
SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA
Facultad de Ingeniería de Minas, Geología y Civil

Mg. Ing. Alex Sander IRCAÑAUPA HUAMANI
Verificador de Originalidad de Trabajos de Tesis de Pregrado
Escuela de Formación Profesional de Ingeniería Civil

"Evaluación del desempeño sísmico del bloque 04 del colegio emblemático General Córdova de Vilcas Huamán basado en un análisis dinámico incremental"

por Rafael TABOADA TABOADA

“Evaluación del desempeño sísmico del bloque 04 del colegio emblemático General Córdova de Vilcas Huamán basado en un análisis dinámico incremental”

INFORME DE ORIGINALIDAD

16%

INDICE DE SIMILITUD

17%

FUENTES DE INTERNET

8%

PUBLICACIONES

7%

TRABAJS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1 hdl.handle.net

Fuente de Internet

2 Submitted to Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga

Trabajo del estudiante

3 repositorio.ucv.edu.pe

Fuente de Internet

4 repositorio.upao.edu.pe

Fuente de Internet

5 designscad.com

Fuente de Internet

6 repositorio.unsch.edu.pe

Fuente de Internet

7 Submitted to Universidad Continental

Trabajo del estudiante

8 livrosdeamor.com.br

Fuente de Internet

9 www.campustudionline.com

Fuente de Internet

10 dspace.unitru.edu.pe

Fuente de Internet

11 Submitted to Universidad Cesar Vallejo

Trabajo del estudiante

12 repositorio.unc.edu.pe

Fuente de Internet

13 repositorio.unjbg.edu.pe

Fuente de Internet

14 tesis.pucp.edu.pe

Fuente de Internet

1library.co

15

Fuente de Internet

16

Submitted to Universidad Privada del Norte

Trabajo del estudiante

17

www.scribd.com

Fuente de Internet

18

oa.upm.es

Fuente de Internet

19

repositorioacademico.upc.edu.pe

Fuente de Internet

20

idoc.tips

Fuente de Internet

21

upcommons.upc.edu

Fuente de Internet

22

utea.edu.pe

Fuente de Internet

23

idoc.pub

Fuente de Internet

24

repositorio.upt.edu.pe

Fuente de Internet

25

Olivos Lara, Omar Eduardo. "Proteccion sismica de edificaciones hospitalarias peruana por aislamiento sismico.", Pontificia Universidad Catolica del Peru - CENTRUM Catolica (Peru), 2020

Publicación

26

bibliotecadigital.univalle.edu.co

Fuente de Internet

27

repositorio.ucsm.edu.pe

Fuente de Internet

28

vdocuments.mx

Fuente de Internet

29

tesis.ucsm.edu.pe

Fuente de Internet

30

Submitted to uncedu

Trabajo del estudiante

31

Submitted to Universidad Católica San Pablo

Trabajo del estudiante

-
- 32 repository.javeriana.edu.co
Fuente de Internet
-
- 33 www.regionayacucho.gob.pe
Fuente de Internet
-
- 34 Submitted to Universidad de Huanuco
Trabajo del estudiante
-
- 35 es.wikipedia.org
Fuente de Internet
-
- 36 cdn.www.gob.pe
Fuente de Internet
-
- 37 "Evaluación del desempeño sísmico de una vivienda de muros de hormigón armado.",
Pontificia Universidad Catolica de Chile, 2016
Publicación
-
- 38 Quispealaya Campos, Wilmer. "Evaluación técnico económica del uso de aisladores
sísmicos en el pabellón de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional del
Centro del Perú.", Pontificia Universidad Catolica del Peru (Peru)
Publicación
-
- 39 repositorio.lamolina.edu.pe
Fuente de Internet
-
- 40 repositorio.unica.edu.pe
Fuente de Internet
-
- 41 postgrados.cunoc.edu.gt
Fuente de Internet
-
- 42 Submitted to Universidad Anahuac México Sur
Trabajo del estudiante
-
- 43 archive.org
Fuente de Internet
-
- 44 dspace.uazuay.edu.ec
Fuente de Internet
-
- 45 repositorio.unj.edu.pe
Fuente de Internet
-
- 46 repositorio.uchile.cl
Fuente de Internet
-
- 47 repositorio.unsaac.edu.pe
Fuente de Internet
-

48

regionayacucho.gob.pe

Fuente de Internet

49

["Structural Analysis of Historical Constructions", Springer Science and Business Media](#)2019
Publicación

50

repositorio.uladech.edu.pe

Fuente de Internet

51

[Tintaya, Edwin Meza. "Evaluación del Desempeño Sísmico de un Edificio Aislado con Irregularidad Torsional", Pontificia Universidad Católica del Perú - CENTRUM Católica \(Peru\), 2022](#)

Publicación

52

repositorio.ujcm.edu.pe

Fuente de Internet

53

[Submitted to Universidad Santo Tomas](#)

Trabajo del estudiante

54

repositorio.continental.edu.pe

Fuente de Internet

55

repositorio.uni.edu.pe

Fuente de Internet

56

repositorio.unsa.edu.pe

Fuente de Internet

57

[Submitted to Universidad Andina del Cusco](#)

Trabajo del estudiante

58

repositorio.usmp.edu.pe

Fuente de Internet

59

repositorio.uns.edu.pe

Fuente de Internet

60

vdocumento.com

Fuente de Internet

61

repositorio.unach.edu.pe

Fuente de Internet

62

ribuni.uni.edu.ni

Fuente de Internet

63

tesis.unap.edu.pe

Fuente de Internet

Excluir citas	Activo	Excluir coincidencias	< 30 words
Excluir bibliografía	Activo		